

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROPUESTA DE DISEÑO PARA EL DESFOGUE DEL AGUA
PLUVIAL EN EL PASO A DESNIVEL DE LA 6ª. AVENIDA Y 24
CALLE ZONA 4, PROYECTADO POR LA MUNICIPALIDAD DE
GUATEMALA

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA

POR
VICTOR MANUEL PAZ STUBBS
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 1,999



HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

PROPUESTA DE DISEÑO PARA EL DESFOGUE DEL AGUA
PLUVIAL EN EL PASO A DESNIVEL DE LA 6ª AVENIDA Y 24
CALLE ZONA 4, PROYECTADO POR LA MUNICIPALIDAD DE
GUATEMALA

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 9 de octubre de 1,997.

Víctor Manuel Paz Stubbs

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Herbert René Miranda Barrios
VOCAL 1º.	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL 2º.	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez
VOCAL 3º.	Ing. Jorge Benjamín Gutiérrez Quintana
VOCAL 4º.	Br. Dimas Alfredo Carranza Barrera
VOCAL 5º.	Br. José Enrique López Barrios
SECRETARIA.	Inga. Gilda Marina Castellanos de Illescas

TRIBUNAL QUE PRATICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Julio Ismael González Podszueck
EXAMINADOR	Ing. José Gabriel Ordoñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Tonio Michelle Bonatto Mérida
EXAMINADOR	Inga. Elvia Miriam Ruballos de Rossal
SECRETARIO	Ing. Francisco Javier González López

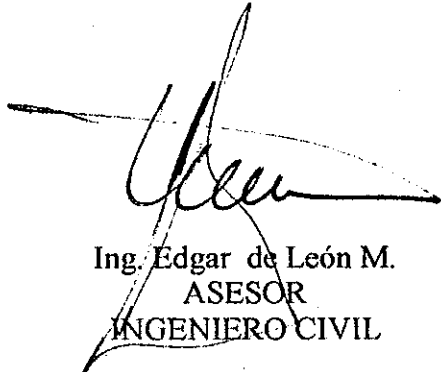
Guatemala, 12 de enero de 1,999

Ingeniero
Augusto René Pérez Méndez
Jefe del Departamento de Transportes
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos
Su Despacho

Ingeniero Pérez

Tengo el agrado de dirigirme a usted, para informarle que el trabajo de tesis titulado "PROPUESTA DE DISEÑO PARA EL DESFOGUE DEL AGUA PLUVIAL EN EL PASO A DESNIVEL DE LA 6ª. AVENIDA Y 24 CALLE ZONA 4, PROYECTADO POR LA MUNICIPALIDAD DE GUATEMALA", desarrollado por el estudiante Victor Manuel Paz Stubbs, de acuerdo al protocolo aprobado por la Escuela de Ingeniería Civil el 9 de octubre de 1997, ha sido revisado por el suscrito en calidad de Asesor, nombrado para el efecto, contando con mi aceptación.

Atentamente,



Ing. Edgar de León M.
ASESOR
INGENIERO CIVIL



Guatemala, 12 abril de 1,999

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
DIRECTOR ESCUELA INGENIERIA CIVIL
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Señor Director:

Por este medio me dirijo a usted para informarle, que he revisado el trabajo de tesis titulado "PROPUESTA DE DISEÑO PARA EL DESFOGUE DEL AGUA PLUVIAL EN EL PASO A DESNIVEL DE LA 6ª AVENIDA Y 24 CALLE ZONA 4, PROYECTADO POR LA MUNICIPALIDAD DE GUATEMALA" desarrollado por el estudiante Victor Manuel Paz Stubbs, quién contó con la asesoría del Ingeniero Edgar de León M.

Considerando que el trabajo en mención fue realizado de acuerdo a los requisitos exigidos y es de utilidad para el ejercicio profesional, me permito recomendar la aprobación correspondiente.

Atentamente,

Ingeniero Augusto René Pérez Méndez
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES
Escuela de Ingeniería Civil



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Edgar Daniel de León Maldonado y del Jefe del Departamento de Transporte Ing. Augusto René Pérez Méndez, del trabajo de tesis del estudiante Víctor Manuel Paz Stubbs, titulado PROPUESTA DE DISEÑO PARA EL DESFOGUE DEL AGUA PLUVIAL EN EL PASO A DESNIVEL DE LA 6a. AVENIDA Y 24 CALLE ZONA 4, PROYECTADO POR LA MUNICIPALIDAD DE GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Sydney Alexander Zamora



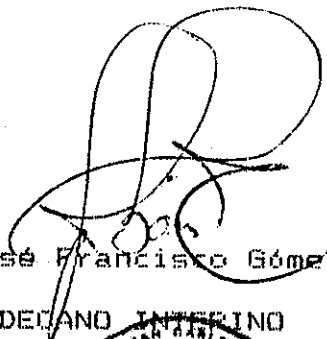
Guatemala, mayo de 1,999



FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Sydney Alexander Samuels Milson, al trabajo de tesis PROPUESTA DE DISEÑO PARA EL DESFOGUE DEL AGUA FLUVIAL EN EL PASO A DESNIVEL DE LA 6a. AVENIDA Y 24 CALLE ZONA 4, PROYECTADO POR LA MUNICIPALIDAD DE GUATEMALA, del estudiante Víctor Manuel Paz Stubbs, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


Ing. José Francisco Gómez Rivera

DECANO INTERINO



Guatemala, mayo de 1,999

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS TODO PODEROSO

Por el don de la vida y el entendimiento para lograr en la vida una meta más.

Ing. Edgar de León M.

Por su asesoría y aporte en el trabajo de tesis

Ing. Victor Hugo Montoya Segura

Por su apoyo incondicional y soporte técnico en la elaboración de este trabajo de investigación.

La Universidad de San Carlos de Guatemala

Por la valiosa aportación académica recibida en el desarrollo de mi vida estudiantil.

La Empresa Municipal de Agua (EMPAGUA)

Por su apoyo y oportunidad de desarrollarme como trabajador de la Ingeniería Civil

A las personas que de una u otra forma me prestaron colaboración para la realización de esta tesis.

ACTO QUE DEDICO A:

MIS PADRES

**José Victor Manuel Paz Reyes
Elba Stubbs Polanco de Paz**

Por su invaluable formación y dedicación en el afán de lograr una buena educación para sus hijos.

MIS HERMANOS

**Juan Carlos Paz Stubbs y
Ana Luisa Paz Stubbs de Molina**

Por su apoyo incondicional y amor compartidos en el transcurso de nuestras vidas

FAMILIA KING LOPEZ

Por su apoyo y aliento, en especial a Reina Carolina King López, por su amor y apoyo en la elaboración de este documento.

FACULTAD DE INGENIERÍA

Por sus enseñanzas.

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS

ÍNDICE GENERAL

	Página
Glosario	1
Introducción	3
Objetivos	4
<u>1. Capítulo I:</u>	
Hidrología y Canales	5
1.1 Teoría de Hidrología	5
1.1.1 Método de obtención de caudales de diseño para alcantarillas y tragantes de tormenta.	5
1.1.2 Métodos de obtención de áreas hidráulicas para alcantarillas y tragantes de tormenta.	15
1.2 Teoría de Canales	19
<u>2. Capítulo II.</u>	
Situación actual del sistema de colectores para agua pluvial en la 6 av. y 24 calle z-4	44
2.1 Breve reseña histórica de la construcción del colector principal.	44
2.2 Información principal topográfica	45
2.2 Ubicación de los tragantes de tormenta existentes en la 6 av. y 24 calle z-4.	49

3. Capítulo III.

	Normas de diseño y construcción de alcantarillado pluvial.	50
3.1	Clasificación de las entradas de tragantes de tormenta.	50
3.2	Localización de tragantes y determinación de caudales de diseño.	57
	3.2.1 Localización de tragantes	57
	3.2.2 Determinación de los caudales de diseño	60
3.3	Normas municipales de la Ciudad de Guatemala Para la construcción de alcantarillado pluvial	66

4. Capítulo IV.

	Alternativas de solución propuestas para el drenaje pluvial.	75
4.1	Alternativas propuestas	75
	4.1.1 Entradas de bordillo sin depresión	75
	4.1.2 Entradas de bordillo con depresión	77
	4.1.3 Entradas de coladera o de rejas	79
	4.1.4 Entradas de bordillo con deflectores	81

5. Capítulo V.

**Cálculo del sistema de alcantarillado pluvial
De la alternativa seleccionada**

	83
5.1 Cálculo del caudal de diseño	83
5.2 Cálculo de entrada de bordillo sin depresión	88
5.3 Cálculo de entrada de bobillo con depresión	94
5.4 Cálculo de entrada de coladera o reja	110
5.5 Cálculo de entrada de bordillo con deflectores	123
5.6 Cuadro resumen de los cálculos realizados	124
5.7 Plano de la propuesta de conexión del desfogue del agua pluvial al colector principal de la 24 calle.	127

6. Capítulo VI.

Costos y presupuesto

6.1 Costos de instalación	129
CONCLUSIONES	141
RECOMENDACIONES	142
BIBLIOGRAFÍA	143
APENDICE A	
APENDICE B	

[Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page]

GLOSARIO

Alcantarilla:

Es un conducto que lleva agua a través de un terraplén; es un paso bajo nivel para el agua y el tránsito que pasa sobre ella.

Caudal:

Es el volumen de un líquido que pasa en una sección por unidad de tiempo y es igual al producto de su velocidad por el área.

Drenaje:

Es el conducto que sirve para conducir el agua a través o bajo el relleno de la carretera, o estructura vial.

Fluido:

Un fluido es una sustancia que se deforma continuamente cuando se somete a un esfuerzo cortante, sin importar cuán pequeño sea ese esfuerzo.

Flujo laminar:

Es el flujo en el que las partículas fluidas se mueven según trayectorias paralelas, formando el conjunto de ellas, capas o láminas.

Flujo permanente:

Es cuando el escurrimiento se efectúa de manera uniforme, es decir, conservando la misma sección, entonces todos los elementos de la vena líquida tales como el área, la velocidad y la pendiente de la superficie del agua, serán constantes de una sección a otra.

Flujo uniforme:

Es cuando el módulo, la dirección y el sentido de la velocidad no varían de un punto a otro del fluido.

Hidráulica:

Es la rama de la mecánica aplicada que estudia el comportamiento de los fluidos ya sea en reposo o en movimiento.

Hidrología:

Es la ciencia que estudia el ciclo del agua en la naturaleza y la evaluación del recurso agua en la tierra, bajo cualquiera de sus tres estados.

Período de diseño:

Tiempo en el cual se estima que el proyecto proporcione un servicio eficiente, basándose en la vida útil que el mismo alcance.

Precipitación pluvial:

Son todas las aguas meteóricas que caen a la superficie terrestre, tanto en forma sólida como en líquida.

Topografía:

Es la ciencia que sirve para determinar las posiciones relativas de puntos situados por encima de la superficie de la tierra y debajo de la misma, o de situar tales puntos.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de tesis presenta la importancia que tienen los estudios hidráulicos y de hidrología, como herramienta básica de los ingenieros en la aplicación para resolver problemas, en este caso, el tópico en estudio es la necesidad de resolver de mejor manera el desfogue de las aguas provenientes de la escorrentía provocada por la lluvia, en el paso a desnivel proyectado por la Municipalidad de la Ciudad de Guatemala en la 6 Av. y 24 calle de la zona 4.

Es importante mencionar también que la Municipalidad de la Ciudad Capital de Guatemala dispone de sus propias normas de diseño, con lo cual el ingeniero proyectista dentro del perímetro urbano puede disponer de una muy buena herramienta para cumplir con todos los requerimientos mínimos en cualquier proyecto de este tipo.

En el desarrollo de este documento pueden encontrarse planos de referencia en los cuales se puede observar el estado actual del sistema de colectores, la proyección de las rampas que se construirán para darle la fluidez al tráfico en la 6 Av. y 24 calle de la zona 4, así como también las opciones de cálculo utilizadas en las entradas de tragantes de tormenta, analizando caudales de diseño, comprendidos entre 10 años y 20 años, con bombeos del 2% y 3%, mencionando que la base teórica de hidráulica e hidrología es fundamental para el cálculo e interpretación de los datos obtenidos.

OBJETIVOS

Objetivo General

Realizar un análisis de los criterios de ingeniería utilizados para el cálculo del desfogue del agua pluvial en el paso a desnivel de la 6 Av. y 24 calle zona 4 de la Ciudad de Guatemala.

Objetivos Específicos

- 1) Definir la condición actual del sistema de tragantes en el crucero de la 6 Av. y 24 calle zona4.
- 2) Determinar el caudal de diseño provocado en la época de invierno en el área del paso a desnivel en estudio, para períodos de diseño de 10 y 20 años respectivamente.
- 3) Determinar el comportamiento hidráulico de las entradas de tragante, para bombeos del 2% y 3%, que son los más usados en Guatemala.
- 4) Que el ingeniero proyectista determine la mejor solución, basado en este estudio de tesis, tomando en cuenta el análisis hidráulico, la menor molestia que se le pueda ocasionar al tránsito vehicular y el aspecto económico.

[The main body of the page is mostly blank with some faint, illegible markings.]

CAPÍTULO I

HIDROLOGÍA Y CANALES

1.1 Teoría de Hidrología

1.1.1 MÉTODO DE OBTENCIÓN DE CAUDALES DE DISEÑO PARA ALCANTARILLAS Y TRAGANTES DE TORMENTA.

El primer paso para diseñar una estructura de drenaje, es calcular el volumen de agua que llegará a la estructura en determinado instante. Su determinación debe realizarse con el mayor grado de precisión a fin de diseñar económicamente el tamaño de la estructura de drenaje requerida, y así poder dirigir el agua de precipitación, evitando que ocurran daños a la carretera.

Existen varios métodos para la determinación de caudales de diseño. La selección del método adecuado depende del tipo de información obtenida.

Información básica requerida

Dependiendo del método matemático que se aplique, será la información necesaria a recopilar. Mientras más complicado sea el método que se utilice, más amplia y detallada será la información hidrológica, topográfica, Etc.

Si se analizan técnicamente los métodos, cada uno de ellos tiene limitantes, desde su consideración hasta su aplicación, como por ejemplo: extensión máxima recomendable de diseño en áreas topográficas, consideraciones de contribuciones parcial o total de elementos constituyentes del método y compatibilidad del modelo a la región o zona donde se realice el estudio. En la práctica el mayor problema que se presenta es la limitación de información existente, porque dependiendo de la cantidad, calidad y localización de los instrumentos meteorológicos e hidrométricos será la información disponible para la confiabilidad.

Métodos utilizados para la obtención de caudales de diseño

- a) Métodos empíricos
- b) Métodos hidrológicos

c) Métodos estadísticos

a) Métodos Empíricos:

Estos métodos se caracterizan por basarse en observaciones o estimaciones directas en el lugar, con las cuales se plantea un modelo para la cuenca y puntos así observados. El modelo obtenido podría aplicarse a otras cuencas siempre y cuando tengan condiciones similares, es decir, de terreno, vegetación, topografía, forma y dimensiones. Dicho modelo incluye uno o varios coeficientes, dependiendo la confiabilidad de este método de la serie de observaciones que se realicen. Las principales modalidades de esta clase de métodos son:

Análisis de crecidas observadas

Se basa principalmente en encontrar o conocer los niveles máximos obtenidos por una corriente en el punto que se quiera estudiar, para así, mediante este nivel y la aplicación de formulas encontrar los caudales que por esos puntos pasan. También incluye un estudio completo del lugar donde se llevó a efecto la medida, es decir, hay que tomar medidas de secciones, pendientes, Etc. Para obtener los niveles máximos en los puntos deseados, es necesaria la movilización inmediatamente después de que deja de pasar el agua en dichos puntos; además hay que buscar dichas señales en muros, puentes o cualquiera otra estructura existente, se consulta a vecinos, Etc. Un modo de analizar las crecidas observadas es el método de sección y pendiente y es una forma de estimar una crecida después de que ésta ha ocurrido, y es útil para estimarla en un punto donde un río no tiene ningún control. El caudal se estima sobre la base de una ecuación de flujo uniforme y que toma en consideración secciones características del canal o cauce, el perfil de la superficie del agua y el coeficiente de rugosidad. La ecuación de fácil aplicación como la es la de Manning y por su simplicidad y resultados obtenidos, es muy utilizada.

La ecuación de Manning se expresa de la siguiente manera:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n}$$

Donde:

Q = Caudal o descarga en metros cúbicos por segundo

A = Área de la sección transversal en metros cuadrados

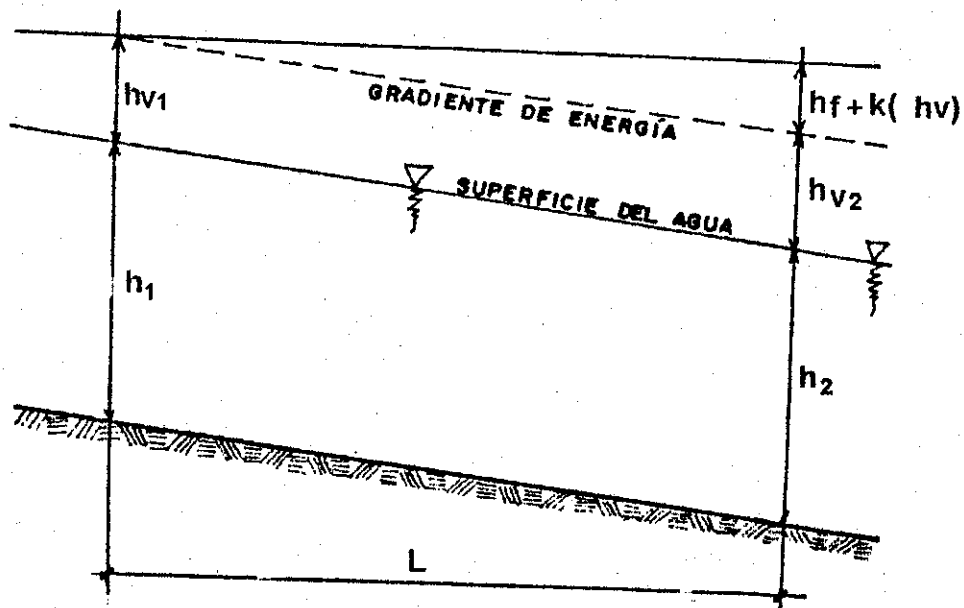
R = Radio hidráulico en metros

S = Pendiente del cauce o canal
 n = Coeficiente de rugosidad

La ecuación de Manning fue deducida para un flujo uniforme, en el cual el gradiente de energía y la superficie del agua permanecen paralelos al fondo del canal y el radio hidráulico y la sección transversal mantiene valores constantes, sin embargo en la practica da resultados aceptables introduciéndole una alteración a la pendiente de acuerdo a las perdidas por fricción.

Si se tiene un tramo de cauce o canal se puede establecer la ecuación de energía entre los puntos 1 y 2

$$(h + hv)_1 = (h + hv)_2 + hf + k \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$



Donde:

h = elevación de la superficie del agua respecto al plano de referencia
 h_v = altura de velocidad en la sección respectiva y es igual a:

$$\frac{v^2}{2g}$$

hf = Pérdida de energía por fricción en el tramo

Δhv = Pérdida de energía por aceleración o desaceleración a causa de la expansión del canal.

K = Coeficiente.

La pendiente a ser usada en la ecuación de Manning es

$$S = \frac{hf}{L} = \frac{\Delta h + \Delta hv - k(hv)}{L}$$

En la cual h es la diferencia de nivel del agua entre las secciones 1 y 2, y L es la longitud del tramo.

Para la aplicación de la ecuación de Manning en una sección determinada, el Q en esa sección se puede llamar K , así el caudal que se desea encontrar será:

$$Q = \sqrt{k_1 \times k_2 \times s}$$

Donde:

$k_1 = Q_1$ y $k_2 = Q_2$ respectivamente para las secciones 1 y 2

Fórmulas empíricas

La fórmula más utilizada entre las empíricas es la de Talbot, y se representa de la siguiente forma:

a) Fórmula de Talbot

$$Ah = C(A)^{3/4}$$

Donde:

Ah = Área hidráulica de la alcantarilla que se va a diseñar

A = Área de drenaje o de la cuenca

C = Coeficiente de escorrentía

La fórmula asume que el área hidráulica es directamente proporcional al caudal, el cual varía a la potencia 3/4 del área de drenaje.

b) Fórmula de Creager

La fórmula de Creager calcula la crecida máxima sobre la base de ciertos coeficientes, y es bastante utilizada en diversos servicios hidrológicos, se expresa de la siguiente forma:

$$Q = 1.3 C \left(\frac{A}{2.59} \right)^{0.936} A^{-0.048}$$

Donde:

Q = Caudal máximo en $\frac{m^3}{seg}$

A = Área de la cuenca en Km^2

C = Coeficiente de Creager

Pudiendo escribirse $Q = C \times K$ utilizándose una curva para la determinación de K. Para áreas entre 10 y 1000 Km^2 . Dicha figura sirve también en la determinación del valor de C de la crecida para comparación.

b) Métodos Hidrológicos

Estos métodos relacionan la lluvia y escorrentía pico, para poder determinar el caudal que servirá para diseñar el drenaje en carreteras, puentes y pasos a desnivel.

1) Fórmula Racional

Por su simplicidad es la fórmula más utilizada para la obtención de caudal de diseño, y se representa de la siguiente manera:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = Caudal en m^3/seg

C = Coeficiente de escorrentía dependiendo de las características del área de drenaje.

I = Intensidad de lluvia en $mm/hora$

A = Área de drenaje en hectáreas

Esta fórmula se basa en el hecho de que una lluvia continua sobre el área de drenaje producirá, al cabo de cierto tiempo, un caudal constante, cuando las pérdidas por infiltración alcancen también una rata constante. Entonces si "d" es la precipitación promedio efectiva sobre la hoya y T el tiempo de concentración, el caudal resultante estará dado por:

$$q = dA/T$$

La intensidad promedio es d/T , entonces

$$q = i A$$

Ahora si en lugar de utilizar la precipitación promedio efectiva se usa la precipitación total se llega a la forma final de la ecuación utilizando coeficiente de escorrentía C.

$$Q = C I A$$

Cuando se usa la formula racional se debe considerar que la máxima razón de flujo debido a una cierta intensidad de lluvia sobre el área de drenaje es producida por la lluvia cuya duración es igual al tiempo de concentración del flujo al punto considerado.

El tiempo de concentración es el tiempo requerido por la corriente para viajar desde el punto hidráulicamente más remoto hasta el punto en consideración.

2) Método del hidrograma unitario

El hidrograma puede ser considerado como una expresión de las características climáticas y fisiográficas que gobiernan las relaciones entre precipitación y escorrentía, en el punto de estudio, definiendo la complejidad de las características de la cuenca por una simple curva. El hidrograma unitario utiliza datos topográficos y registros concurrentes de lluvia y de crecidas. Se define el hidrograma unitario como el hidrograma de la escorrentía resultante de un aguacero de duración unitaria. Y aguacero unitario es aquel lo suficientemente corto para que las fluctuaciones de la intensidad del mismo, durante ese período, no afecten mucho al hidrograma resultante.

El hidrograma unitario se utiliza para conocer la respuesta de la cuenca ante la incidencia de la lluvia caída sobre su superficie. La estimación de una cantidad determinada de lluvia futura se lleva a cabo por medio de métodos de transposición y/o maximización de aguaceros para estimar la tormenta

máxima probable o bien utilizando métodos estadísticos para estimar la lluvia que será igualada o excedida una vez cada T años. Con esta lluvia futura y el hidrograma unitario elaborado para la cuenca, se puede determinar la cantidad de escorrentía para la situación posterior a que se refiere esa precipitación estimada, y de acuerdo a los valores de tormentas mencionadas antes, se determina, respectivamente la crecida máxima probable para ser usada en el diseño de alcantarillas en carreteras o bien la crecida que será igualada o excedida una vez cada T años para el diseño de otro tipo de estructuras hidráulicas.

El procedimiento para derivar el Hidrograma Unitario se describe de la siguiente forma:

- a) Se seleccionan todos los picos del hidrograma producidos por cortas intensidades de lluvias, seleccionándose los picos producidos por una lluvia corta pero intensa.
- b) A continuación es necesario desglosar el hidrograma en sus componentes. Uno de estos componentes es la escorrentía directa asociada con este temporal. Otra es la que proviene al aporte del flujo subterráneo y la última es la parte que llega percolándose en las primeras capas del suelo e inmediatamente debajo de la superficie y se le llama interflujo o escorrentía subsuperficial.
- c) Obteniendo el hidrograma de la escorrentía directa por medio de planimetrar el área bajo el mismo, u otro método numérico se obtiene el volumen de la escorrentía directa. Dividiendo el volumen por la superficie de la cuenca de drenaje se obtiene la altura de la escorrentía o también llamada precipitación efectiva.
- d) Para determinar el hidrograma unitario se divide cada ordenada del hidrograma de la escorrentía directa por la altura de escorrentía.
- e) Teniendo el hidrograma unitario para una cuenca puede encontrarse el hidrograma para cualquier intensidad de lluvia según el período de retorno. Para el diseño de las alcantarillas interesa conocer el pico del hidrograma resultante.

c) **Métodos Estadísticos**

Un procedimiento lógico en la predicción de fenómenos naturales es el de basarse en el análisis estadístico de los registros del pasado. No hay dudas de que cuando este método se aplica a la determinación de la máxima crecida esperada de una corriente con una frecuencia dada, el resultado es correcto, siempre y cuando se disponga de suficientes datos de aforo y que no haya cambios importantes en el régimen del río durante o después del período de registro.

correcto, siempre y cuando se disponga de suficientes datos de aforo y que no haya cambios importantes en el régimen del río durante o después del periodo de registro.

Estos métodos consisten en clasificar los datos de caudales de avenida en orden creciente dentro de cierto número de intervalos de descarga, para obtener una curva de probabilidad en donde las ordenadas son los caudales y las abscisas el porcentaje de ocurrencia que igualaron o excedieron el correspondiente caudal de la ordenada.

Se puede resumir el procedimiento utilizado en los métodos estadísticos de la manera siguiente:

- 1) Obtención de todo el registro limnigráfico disponible para una estación de aforo.
- 2) Eliminación de aquellos valores que resulten evidentemente erróneos o que no tengan utilidad para la investigación.
- 3) Obtención de las ordenadas de la curva de frecuencias, lo cual puede hacerse de dos maneras:
 - a) Método de la serie parcial, que consiste en escoger aquellos valores de caudal máximo instantáneo (caudal pico) que sobrepase determinado valor. Se debe tener mucho cuidado al establecer este criterio de selección o datum, de manera que la cantidad de valores que se separen sea un buen número y esté de acuerdo al propósito de la investigación.
 - b) Método de la serie anual, que consiste en escoger el valor del caudal máximo instantáneo para cada uno de los años de registro, se obtendrán pues, tantos valores como años de registro se tengan.
- 4) Obtención de las abscisas de la curva de frecuencias, para lo cual existen dos enfoques principales:
 - a) Asumir que los valores máximos de caudal obtenido se distribuyen de acuerdo a una ley probabilística conocida, a la cual se puede aplicar alguna transformación con el objeto de que la curva de frecuencia plotee en línea recta y facilite la extrapolación de valores (lo cual siempre es arriesgado). Para este enfoque existen varias distribuciones de probabilidad que pueden emplearse, siendo las más utilizadas las de Gumbel o de los valores extremos y la de Pearson tipo III.
 - b) Utilizar la curva de frecuencia obtenida directamente de los datos. Para lo cual existen tres métodos principales de cálculo de las abscisas, todas las cuales parten de un ordenamiento en sentido descendente de los valores máximos de caudal. Estos métodos son los siguientes:

$$\text{California modificado: } P = \frac{2m-1}{2n}$$

$$\text{Modal: } P = \frac{m}{n+1}$$

Donde:

P = Es la probabilidad de que una magnitud de caudal de crecida determinada sea igualada o excedida.

T = Es el intervalo de ocurrencia de la crecida.

n = Es el número de valores de crecida seleccionados.

m = Rango de cada crecida.

- 5) Ploteo de las curvas de frecuencia de crecidas son las ordenadas y abscisas calculadas (como se indicó en 3 y 4).

a) **Método de Lebediev**

Este método supone que los gastos máximos anuales son una variable aleatoria del tipo III de Pearson. El gasto máximo de diseño probable Q_d está dado por la suma del gasto instantáneo máximo probable o máximo más otro gasto Q, dado por la amplitud del intervalo de confianza que indica la magnitud del error que se puede cometer al evaluar Q_{max}. Las fórmulas para calcular el caudal de diseño son:

$$Q_d = Q_{max} + Q \quad (a)$$

$$Q_{max} = Q_m (K \times C_u + 1) \quad (b)$$

$$Q = \frac{A \times E_r \times Q_{max}}{N} \quad (c)$$

$$Q_m = \frac{\sum_i^N Q_i}{N} \quad (d)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_i^N \left(\left(\frac{Q_i}{Q_m} \right) - 1 \right)^2}{N}} \quad (e)$$

C_s = 3C_v Para este caso de corrientes producidas por tormentas.

$$P = \frac{100}{t} \quad \text{Porcentaje.}$$

En donde:

- Qd = Caudal de diseño
- Qmax = Caudal máximo probable
- Qm = Caudal promedio
- Qi = Gastos máximos anuales observados
- ΔQ = Amplitud del intervalo de confianza
- N = Años de observación
- A = Coeficiente 1.5 (ríos con pocos N de registros)
- Cv = Coeficiente de variación
- Er = Coeficiente que depende de Cv y de P.
- K = Coeficiente que depende de Cs y de P.
- Cs = Coeficiente de asimetría
- P = Probabilidad o frecuencia relativa en %.
- T = Período de retorno en años

b) Método del factor de Frecuencia

El factor de frecuencia es una función del intervalo de recurrencia llamado $X = X + \Gamma k$ o sea $Q_d = Q + \Gamma k$.

En donde:

- Qd = Caudal de diseño para un período de retorno dado.
- Q = Caudal promedio de las crecidas máximas anuales
- Γ = Desviación standard
- k = Valor deducido por Potter mediante estudio de las distribuciones extremas de caudales pico de escorrentía, con base en el análisis del método de Pearson tipo I. De este estudio dedujo una serie de curvas K-T, según el número de años de registro y donde T es el período de retorno.

c) Método de Gumbel

Se basa en la teoría del valor más grande, y para caudales se toman como series parciales, las observaciones registradas en cada año y de ahí se toman los valores mayores, es decir, los caudales máximos que se obtuvieron para cada año, entonces la serie de estos últimos valores tienden a una función

de repartición y en el método numérico se recurre a una distribución teórica de valores extremos del tipo doblemente exponencial de la forma:

$$1 - \frac{1}{Tr} = e^{-e^y}$$

donde:

Tr = Periodo de retorno
e = Base de logaritmos Neperianos.
y = Variable.

El caudal según este método esta expresado por:

$$Q_d = Q + \frac{\Gamma_x}{\Gamma_n} \times (y - y_n)$$

Donde:

Q_d = Caudal de diseño por período de retorno escogido
Q = Caudal promedio
Γ_x = Desviación standard
Γ_n, Y_n = Cantidad teórica en función del tamaño de muestra
Y = Variable reducida, se obtiene a partir de Tr.

1.1.2 MÉTODOS DE OBTENCIÓN DE ÁREAS HIDRÁULICAS PARA ALCANTARILLAS Y TRAGANTES DE TORMENTA.

Obtenido el caudal de diseño, es posible determinar el área hidráulica de la alcantarilla que servirá para evacuar dicho caudal. Tal como sucede para la obtención de caudales, el método a emplear depende de la información con que se cuenta. Si una alcantarilla se obstruye, se disloca o se socava, es señal que no tiene la capacidad adecuada, ni presta el servicio que se esperaba de ella, por lo que es necesario hacer un estudio del drenaje antes de diseñar el área hidráulica y la forma de una alcantarilla o tragante de tormenta.

ESTUDIO DEL DRENAJE

El tamaño de una alcantarilla necesita un estudio que incluye:

- a) Información sobre las características del escogimiento de la cuenca (forma, pendiente, uso actual y uso potencial del suelo).
- b) Área de la cuenca, estudio que puede efectuarse mediante el uso de mapas o planos topográficos.
- c) Perfil longitudinal de los canales existentes en la entrada y en la salida.
- d) Sección transversal del canal de entrada y salida.
- e) Sección transversal del terraplén donde se colocara la alcantarilla
- f) Cotas de nivel a la entrada de la cuenca hasta el nivel más alto de las aguas, para determinar la capacidad del embalse.
- g) Elevación máxima del agua en las llanuras aguas debajo de la alcantarilla, sujeta a inundaciones causadas por la corriente de agua.
- h) Estudio de la resistencia a la erosión del lecho de los canales.

Descripción de los métodos de diseño para áreas hidráulicas de las alcantarillas y tragantes de tormenta

Para el cálculo de áreas hidráulicas de alcantarillas se tienen los siguientes métodos:

- a) Por comparación
- b) Fórmulas empíricas
- c) Asumiendo la tubería como un canal
- d) Alcantarillas con entrada sumergida

a) MÉTODO DE COMPARACIÓN

Este método consiste en localizar con suficiente claridad las huellas altas del agua en alcantarillas existentes, o que los informes de los vecinos del lugar sean precisos, y que las huellas como los informes se refieran a no menos de 10 años. Con esta información será posible proporcionar correctamente la capacidad de la nueva alcantarilla a instalar.

b) FÓRMULAS EMPÍRICAS

Este método es el único aplicable, si no existe ninguna estructura, y especialmente cuando no hay datos respecto al gasto máximo del arroyo, ni de la precipitación pluvial.

$$\text{Formula Talbot} \quad a = 0.183 \times C \times A^{3/4}$$

Donde:

a = Área hidráulica de la alcantarilla de la superficie por drenar en metros cuadrados

C = Coeficiente que depende de la topografía del terreno

A = Superficie por drenar en hectáreas.

c) ASUMIENDO LA TUBERÍA COMO CANAL

Cuando en un tubo circula agua ocupando una parte de la sección se dice que el tubo está trabajando como un canal. Existen dos tipos de regímenes en el comportamiento de la circulación del agua cuando corre en un canal y son:

Régimen uniforme

Régimen no uniforme

Se ampliará más al respecto en el tema circulación del agua en canales
(Teoría de canales)

d) ALCANTARILLAS CON ENTRADA SUMERGIDA

Generalmente una alcantarilla reduce el cauce de la corriente, ocasionando un embalse de agua a su entrada y aumento de velocidad dentro del conducto y a su salida. Bajo ciertas circunstancias, el nivel de las aguas en el embalse puede inundar propiedades valiosas u ocasionar interrupciones del tráfico y serios daños a la carretera. Dado que el nivel del agua embalsada a la entrada es un factor determinante en el diseño, es necesario evaluar la relación entre la descarga del diseño y dicho nivel. Para esta evaluación es necesario clasificar las alcantarillas según su forma de operar, en dos grupos:

- 1) Alcantarillas que fluyen con salida sumergida.
- 2) Alcantarillas que fluyen con salida parcialmente sumergida.

Para cada una de éstas formas de operar, es necesario determinar si su escurrimiento es controlado en la entrada o en la salida.

Para determinar el control que regirá el diseño, será necesario medir la profundidad del agua en la entrada y en la salida para cada tipo de control, y luego adoptar el mayor valor de dicha profundidad, el cual dará la pauta de qué control es el que rige.

1.2 Teoría de Canales

Circulación del agua en canales

DEFINICIÓN:

Los canales son conductos abiertos en los cuales el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del líquido está en contacto con la atmósfera. Cuando en un tubo circula agua ocupando parte de la sección se dice que el tubo está trabajando como canal. Puede suceder que un canal esté cerrado, como en el caso de los conductos que sirven de alcantarillas para que circule el agua de desecho y que eventualmente se produzca alguna presión debida a la formación de gases por la descomposición de las materias en solución y en suspensión, pero ó es pequeña o tiene manera de escapar, por lo que el conducto se sigue considerando como un canal. En resumen, la sección transversal de un canal puede tener cualquier forma; las más comunes se encuentran a continuación:

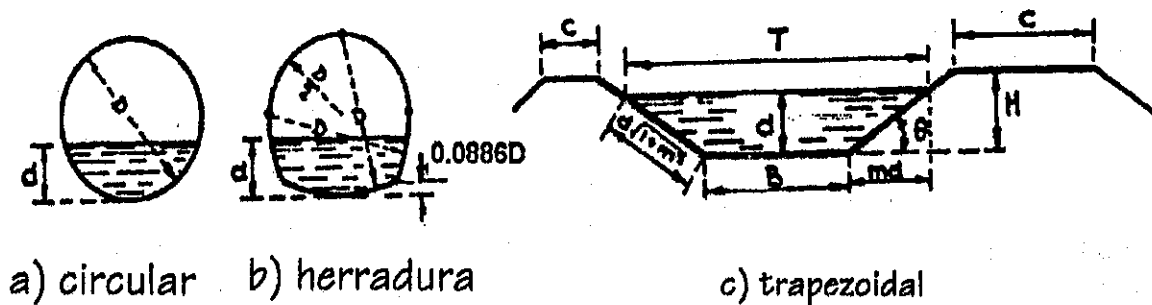


Figura 1

Las dos primera formas se emplean en ciertas estructuras hidráulicas y en el caso de la forma abierta a la atmósfera como es el de los canales de riego, se acostumbra usar la siguiente nomenclatura:

- d = Profundidad máxima del agua en el canal.
- B = Ancho de la plantilla.
- T = Ancho de la lámina de agua
- C = Corona del bordo
- H = Altura del bordo
- H-d = Libre bordo.
- θ = Ángulo de inclinación de las paredes con la horizontal
- m = Relación de la proyección horizontal a la vertical de la pared lateral (se ha generalizado el llamar simplemente taludes tanto a las paredes laterales como a esta relación, por ejemplo, cuando se dice un canal con taludes 1.5 : 1 quiere decir que la proyección horizontal de la pared lateral es 1.5 veces mayor que la proyección vertical. En otras palabras es la cotangente del ángulo θ).
- s = Pendiente del canal (o sea la tangente del ángulo α que forma la rasante del canal con la horizontal; También se expresa como desnivel por metro de canal).

GRADIENTE HIDRÁULICO:

Como el líquido que circula por un canal no tiene variaciones en su presión sino que siempre se conserva a la presión atmosférica, la línea del gradiente hidráulico coincide con la superficie libre.

DIVERSOS MODOS DE CIRCULACIÓN:

A este respecto se hará la siguiente clasificación: Si en cada sección del canal, por ejemplo la (1),(2) y (3) de la figura 2, pasa el mismo gasto, se dice que el régimen es continuo o permanente; Si no se cumple esta condición el régimen es variable.

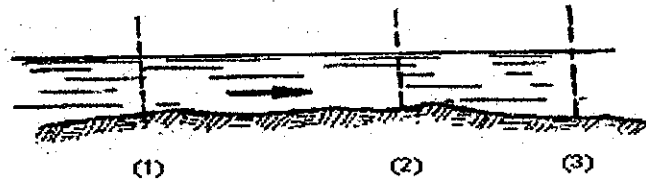


Figura 2

En el primer caso puede suceder que la sección hidráulica del canal sea constante y por lo tanto las velocidades son las mismas en todos los puntos a lo largo del canal, en tal caso se dice que el régimen es *uniforme* (figura 3). En este caso la pendiente s del canal es exclusivamente la necesaria para vencer la fricción en el escurrimiento; la superficie del agua y la rasante son paralelas. Puede suceder que la pendiente del canal sea muy fuerte y entonces el agua va adquiriendo mayor velocidad y el tirante va disminuyendo (figura 4) o bien que el desnivel del canal sea muy pequeño y entonces las velocidades sean cada vez menores con el consiguiente aumento del tirante (figura 5). En ambos casos se dice que el régimen es variado, acelerado y retardado respectivamente.

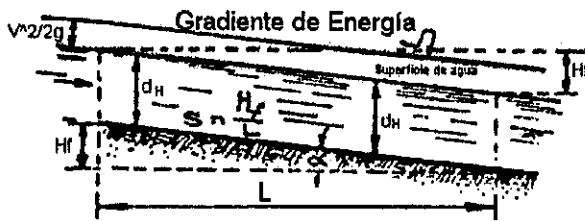


Figura 3

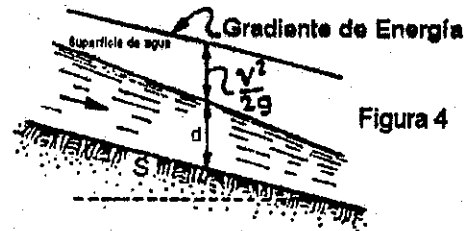


Figura 4



Figura 5

En el régimen variable puede suceder que las variaciones de gastos sean a pequeños intervalos de tiempo rítmicos, alcanzando valores máximos y mínimos determinados, es decir, que el gasto esté oscilando continuamente, se dice entonces que el régimen es *ondulatorio*.

Si el gasto aumenta o disminuye de una manera irregular, es decir, sin seguir una ley, se dice que el régimen es *creciente*. Generalmente las corrientes naturales son crecientes, es decir, no tienen gasto constante.

RÉGIMEN UNIFORME:

Cuando el escurrimiento se efectúa de manera uniforme, es decir, conservando el canal la misma sección, entonces todos los elementos de la vena líquida tales como el área A , la velocidad v y la pendiente s' de la superficie del agua (del gradiente hidráulico), serán constantes de una sección a otra.

En estas condiciones, la superficie del agua es paralela al fondo:

$$s = s' = \text{sen } \alpha$$

$$d = \text{constante}; \quad \frac{dd}{dx} = 0$$

se le llama tirante normal (figura 6), y es el valor particular de d que hace que se verifiquen las fórmulas de la velocidad de los diferentes autores, Manning por ejemplo, y la ecuación de continuidad.

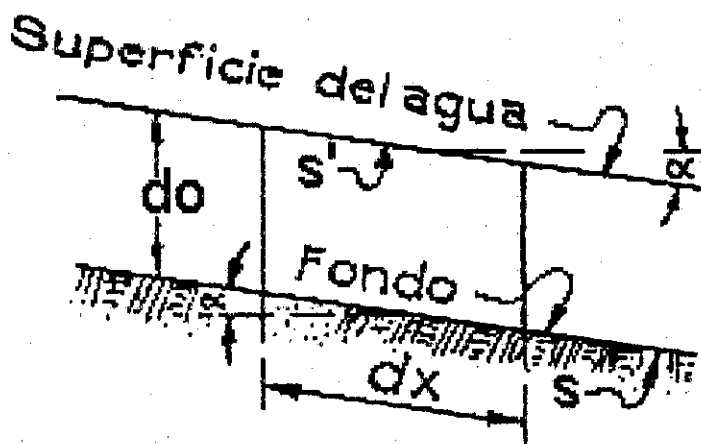


Figura 6

RADIO HIDRÁULICO:

Antes de estudiar la fórmula de *Chezy* aplicada a canales, se presentarán algunas definiciones. Imaginar un canal de sección rectangular (figura 7), con una plantilla de ancho B y un tirante d . La parte del contorno del conducto que está en contacto con el líquido recibe el nombre de *perímetro mojado*; se denomina p y es la parte a b e f, es decir $p = B + 2d$.

Llamado "A" la sección del líquido, entonces al cociente:

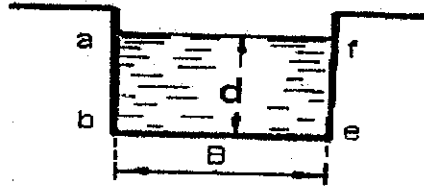


Figura 7

$$\frac{A}{p} = r \quad \text{se le llama } \textit{radio hidráulico}.$$

Imaginar diferentes cursos de agua como los que se representan. (figuras 8 a,b,c,d). Un tubo completamente lleno (a); otro en el que el agua llega exactamente a la mitad (b); otro en el que el agua alcanza cualquier profundidad (c); y por último un canal de sección trapezoidal (d) con taludes $m = \cot \theta$.

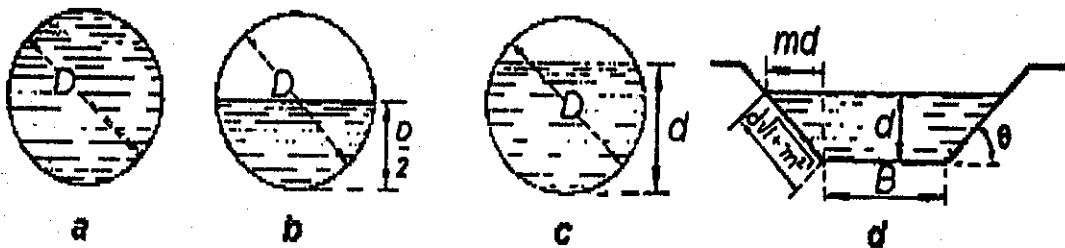


Figura 8

En el caso (a) se tiene:

$$r = \frac{A}{p} = \frac{\frac{1}{4}\pi D^2}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

En el caso (b) el radio hidráulico también vale $D/4$, puesto que tanto el área como el perímetro mojado se han reducido a la mitad.

En el caso (c) el cálculo de un segmento circular resulta un poco laborioso, por lo que se da la tabla número 1 y número 2 del apéndice a la que hay que entrar con el argumento d/D y multiplicar los valores tabulados, por D^2 y por D para obtener los respectivos de A , p y r .

En el caso de (figura 8d) el radio hidráulico, el área de la sección y el perímetro mojado se calculan con las formulas:

$$r = \frac{A}{p}$$

$$A = Bd + m d^2$$

$$p = B + 2d\sqrt{1+m^2}$$

Los valores de m comúnmente empleados son: $m = 0$ (paredes verticales); 0.5:1 ; 1:1 ; 1.5:1 ; 2:1 y 3:1.

Para calcular el radio hidráulico en canales trapezoidales con estos taludes comunes, se dan las escalas para obtener radios hidráulicos en canales (tablas de la 3 a la 6 del apéndice).

La resolución gráfica de la formula $A = Bd + m d^2$ para diferentes valores de m se da en los diagramas para obtener áreas de canales con variación en la inclinación de los taludes, tablas de la 7 a la 11 del apéndice.

FÓRMULA DE CHEZY

En el caso de la figura 8 a, si se aplica la fórmula siguiente, y en la cual al sustituir el valor del diámetro $d = 4r$ queda:

$$Hf = f \frac{L}{4r} \frac{v^2}{2g}$$

Que también se puede poner en la forma:

$$v = \sqrt{\frac{8grHf}{Lf}} = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{\frac{rhf}{L}}$$

haciendo:

$$\frac{Hf}{L} = s \quad \text{y} \quad C = \sqrt{\frac{8g}{f}}$$

queda:

$$v = C \sqrt{rs}$$

que es la formula de *Chezy* para canales, aplicable solo cuando el régimen es uniforme.

El termino s es la *pendiente hidráulica*.

El valor del coeficiente C está dado a su vez por otras fórmulas debidas a diferentes investigadores, por ejemplo la de los suizos *Ganguillet* y *Kutter*, muy elaborada y en la cual C depende de algunas constantes, del radio hidráulico, de la pendiente hidráulica, y de las condiciones del canal sintetizadas en el valor de n , llamado *coeficiente de rugosidad*.

Otra fórmula para C que es mucho más simple que la anterior y que da valores de v en la ecuación $v = C \sqrt{rs}$ muy aceptables con respecto a experimentos, por lo que ha sido comúnmente adoptada, es la propuesta por *Manning*:

$$C = \frac{1}{n} r^{1/6}$$

que sustituida en la ecuación $v = C \sqrt{rs}$ se conoce con el nombre de *fórmula de Manning*:

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

Horton da valores del coeficiente " n " de rugosidad, adjuntos en la tabla 12 del apéndice.

FÓRMULA DE BAZIN:

El coeficiente C para la fórmula de Chezy, que fue propuesto por Bazin en 1,897, en el sistema métrico es:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{r}}}$$

que sustituido en la ecuación $v = C \sqrt{rs}$ queda:

$$v = \frac{87\sqrt{rs}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{r}}}$$

en donde v es la velocidad, en metros por segundo, r es el radio hidráulico en metros, y γ es un valor abstracto, que depende de las características de rugosidad de las paredes. Bazin da los siguientes valores:

$\gamma = 0.06$ para paredes de cemento, o madera cepillada

$\gamma = 0.16$ para paredes de ladrillo, o madera sin cepillar

$\gamma = 0.46$ para paredes de mampostería

$\gamma = 0.85$ para canales en tierra, como taludes y fondo protegido con zampeado

$\gamma = 1.30$ para canales en tierra, con sección regular y limpia

$\gamma = 1.75$ para canales muy rugosos, cubiertas con maleza y cantos rodados. Para ríos torrenciales

Otros valores de γ correspondientes a diferentes condiciones de rugosidad pueden obtenerse en la tabla 13 del apéndice y un nomograma que resuelve la fórmula de Bazin en el sistema métrico en la tabla 14 del apéndice.

SECCIONES DE MÁXIMA EFICIENCIA

Cuando se trata de proyectar un canal para conducir cierta cantidad de agua, hay que excavar una cantidad de material que debe procurarse sea el menor volumen posible.

determinar cuál es la forma que debe dársele para conducir el mayor gasto.

En la expresión:

$$Q = A v = \frac{A}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

La condición de gasto máximo se reduce a la de radio hidráulico máximo puesto que A, n y s están dados.

A su vez, en la ecuación $r = \frac{A}{p}$ se ve que el radio hidráulico será máximo cuando p sea mínimo. De todas las secciones que pueden obtenerse la semicircular es la que tiene el mínimo perímetro mojado a igualdad de áreas, pero no siempre se utiliza en la construcción de canales debido a que implica un costo grande.

En la practica, los canales de tierra se construyen de sección trapezoidal; la inclinación de las paredes laterales depende en cada caso particular de varios factores, pero muy particularmente de la clase de terreno en donde están alojados, por ejemplo, en un material rocoso se podrán permitir taludes muy parados, inclusive verticales, en cambio en terrenos más deleznales se impondrá el construir con taludes más tendidos para evitar derrumbes, Etc., que elevan los costos de conservación. La siguiente información puede servir al proyectar:

CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS	CANALES POCO PROFUNDOS	CANALES
Roca en buenas condiciones	Vertical	1/4 : 1
Arcillas compactas o conglomerados	1/2 : 1	1 : 1
Limos arcillosos	1 : 1	1 1/2 : 1
Limos arenosos	1 1/2 : 1	2 : 1
Arenas sueltas	2 : 1	3 : 1

En un canal trapezoidal; de la ecuación $A = Bd + m d^2$ se tiene:

$$B = \frac{A - m d^2}{d}$$

que sustituido en la ecuación $p = B + 2d \sqrt{1+m^2}$ queda:

$$p = \frac{A}{d} - m d + 2 d \sqrt{1+m^2}$$

Suponiendo que el área de la vena líquida es constante, para determinar cuál de todos los canales con los mismos taludes m es el de máxima eficiencia, se deriva la expresión anterior con respecto al tirante y se iguala a cero dicha derivada:

$$\frac{dp}{dd} = -\frac{A}{d^2} - m + 2 \sqrt{1+m^2} = 0$$

Sustituyendo el valor de A de la ecuación $A = B d + m d^2$ y despejando a la plantilla queda la expresión.

$$B = 2d \left(\sqrt{1+m^2} - m \right)$$

de la SECCIÓN DE MÁXIMA EFICIENCIA PARA UN TALUD DADO.

Si en la ecuación $r = \frac{A}{P}$ sustituye el valor de la ecuación anterior, se tiene:

$$r = \frac{A}{P} = \frac{2d^2(\sqrt{1+m^2} - m) + m d^2}{4d\sqrt{1+m^2} - 2dm} = \frac{d(2d\sqrt{1+m^2} - md)}{2(2d\sqrt{1+m^2} - md)}$$

o sea:

$$r = \frac{d}{2} \text{ CONDICION DE MÁXIMA EFICIENCIA.}$$

A la ecuación $B = 2 d \left(\sqrt{1+m^2} - m \right)$ se le puede dar otra forma; si en el paréntesis se sustituye el valor de $m = \frac{\cos \theta}{\sin \theta}$ se tiene:

$$\sqrt{1+m^2} - m = \frac{\sqrt{\frac{\text{sen}^2 \theta + \text{cos}^2 \theta}{\text{sen}^2 \theta}} \cdot \frac{\text{cos} \theta}{\text{sen} \theta}}{\text{sen} \theta} = \frac{1 - \text{cos} \theta}{\text{sen} \theta} = \frac{\text{vers} \theta}{\text{sen} \theta}$$

$$= \frac{\text{sen} \theta \tan \frac{\theta}{2}}{\text{sen} \theta} = \tan \frac{\theta}{2}$$

Si se sustituye este valor en la ecuación $B = 2 d (\sqrt{1+m^2} - m)$ puede quedar en la forma:

$$\frac{B}{d} = 2 \tan \frac{\theta}{2}$$

Si en algunos casos a juicio del ingeniero hay que obtener la menor pérdida posible de agua por filtración en los cuales, se aplicará la fórmula de la mínima filtración que además tiene la ventaja de que los tirantes no son tan grandes como en el caso de la sección de gasto máximo.

CAPACIDAD DE CANALES DE RIEGO

Aunque no se pueden emplear rigurosas ecuaciones para el cálculo de la capacidad de canales, en función de la superficie que va a ser regada, puesto que son tantos y tan variados los factores que afectan dicha capacidad, en la planeación de algunos *proyectos de riego*, se sigue el siguiente criterio:

Una toma tiene capacidad para derivar un gasto de $0.150 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Una toma doble tiene capacidad para derivar un gasto de $0.300 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Una toma triple tiene capacidad para derivar un gasto de $0.350 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Como el riego se efectúa por tandeos, al proyectar canales se considera que:

Una toma riega una superficie de 25 hectáreas

Una toma doble riega una superficie de 50 hectáreas

Una toma triple riega una superficie de 75 hectáreas

Para regar de 300 a 700 hectáreas, el gasto requerido es $Q = 0.002S$ o bien $S = 500 Q$.

Para regar mas de 1400 hectáreas: $Q = 0.001 (S - 1)$ o bien:
 $S = 1000(Q - 1)$, en donde $Q =$ gasto en metros cúbicos por segundo y $S =$ Superficie regada, en hectáreas.

En cada región se puede modificar la capacidad de los canales, en atención a diferentes factores locales, tales como clase de suelo y cultivos de la región, pues por ejemplo, para terrenos muy arenosos y permeables, puede justificarse un aumento de 10% o 20% y en el caso de entarquinamiento, este aumento puede llegar hasta el 50% y el 100%.

RÉGIMEN NO UNIFORME O VARIADO

Cuando en un canal, no se conservan constantes todos los elementos de la sección, de una sección a otra, se dice que tiene régimen variado. En este caso la superficie del agua no es paralela al fondo, tal como se puede observar en la figura número 9; si α_s y α_f son los ángulos que forman con la horizontal la superficie libre y el fondo respectivamente, se tiene:

$$sS = \text{sen } \alpha_s = \frac{\bar{eb}}{\bar{ae}} = \frac{\bar{bf} - \bar{ef}}{\bar{ae}}$$

$$sS = Sf - \frac{dd}{dx}$$

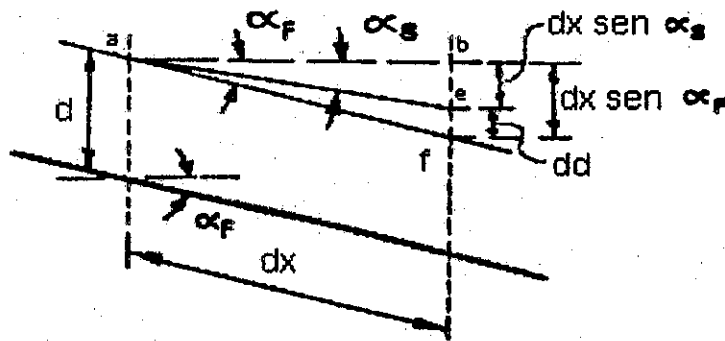


Figura 9

el signo dependerá de la clase de movimiento, si es retardado o acelerado.

Si en un canal que conduce agua con un tirante d se considera una partícula cualquiera m animada de la velocidad media v , y se expresa en sus tres formas de energía según la ecuación de Bernoulli, haciendo pasar el plano de comparación por el fondo del canal se obtiene (figura número 10):

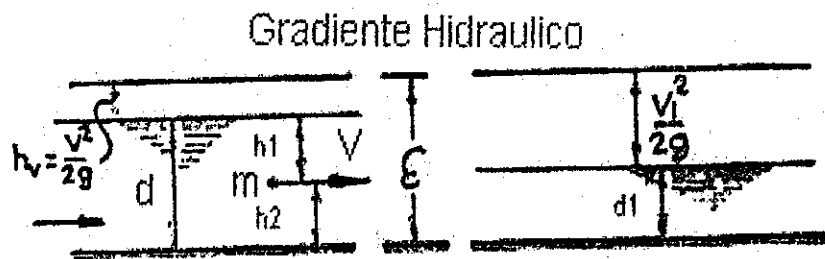


Figura 10

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \text{carga de velocidad}$$

$$h_1 = \text{carga de presión}$$

$$h_2 = \text{carga de posición.}$$

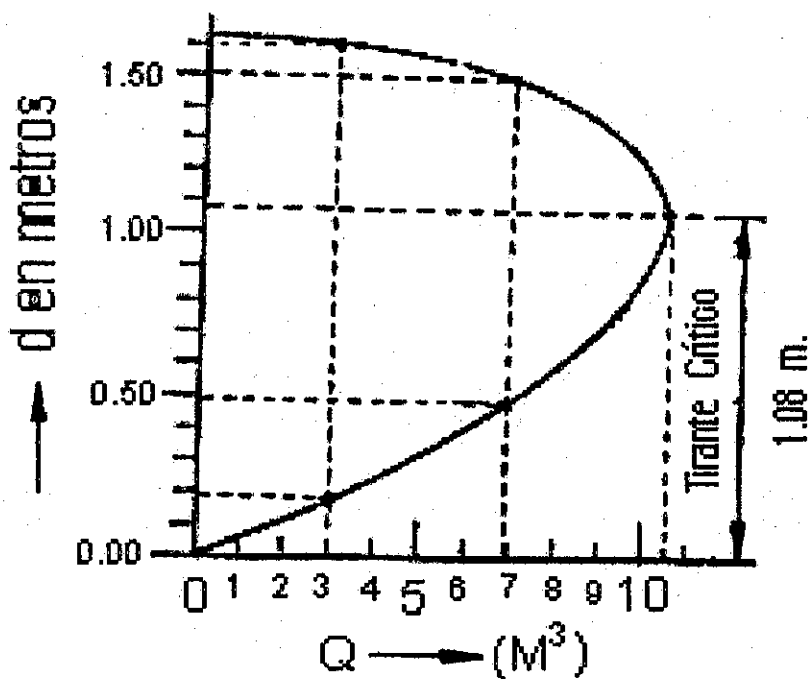
Se ve que la suma de las cargas es el tirante, entonces la energía total que tiene el canal en esa sección es:

$$\mathcal{E} = d + \frac{v^2}{2g}$$

y se llama *Energía Específica*.

Quando el plano de comparación no se hace pasar por el fondo del canal sino a otra elevación cualquiera, entonces a la suma de las cargas se le llama *Energía Absoluta*.

Puede suceder que el agua circule con una velocidad v_1 mucho mayor, y con el tirante menor d_1 , pero en ambos casos la suma de energías $d_1 + \frac{v_1^2}{2g}$ sea la misma, entonces se dice que el contenido de energía es el mismo, es decir, la energía específica es la misma (figura número 10 b). La curva para diferentes gastos que circulan en un canal con diferentes tirantes pero con igual contenido de energía está en la figura número 11, y corresponde a un canal rectangular con $B = 3.00$ m. En el cual los diferentes gastos escurren con una energía específica de $\mathcal{E} = 1.62$ metros.



Algunos valores de la curva son:

d	v	Q
1.60 m	0.67 m/seg	3.00 m^3/seg
0.19 m	5.29 m/seg	3.00 m^3/seg
1.50 m	1.53 m/seg	6.90 m^3/seg
0.49 m	4.71 m/seg	6.90 m^3/seg
1.08 m	3.25 m/seg	10.53 m^3/seg

Se ve que hay un valor particular del tirante con el cuál el gasto máximo, a este valor se llama *tirante crítico* y vale $2/3 \varepsilon$.

Al tratar los problemas del régimen variado en canales, es ventajoso referir el escurrimiento a la *curva de la energía específica*.

En un canal con régimen permanente, de sección transversal dada, de área A , para un tirante variable d , se puede calcular el contenido de energía en la unidad de peso del líquido, referida al fondo del canal:

La energía potencial es: $\varepsilon_p = d$

La energía cinética es: $\varepsilon_k = \frac{v^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g A^2 d}$

Siendo A_d el área de la vena líquida con tirante d .

La suma es la energía específica:

$$\varepsilon = \varepsilon_p + \varepsilon_k = d + \frac{Q^2}{2g A^2 d}$$

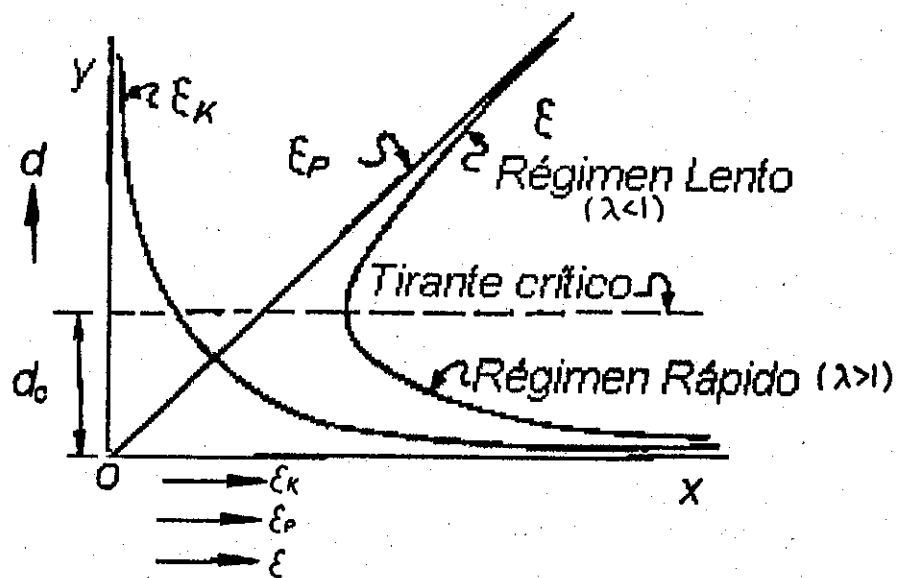


Figura 12

la representación gráfica de las ecuaciones anteriores, se ve en la figura número 12.

Hay un valor particular de "d" con el cual el agua escurre con un mínimo de energía, se le llama *tirante crítico* y se le denomina d_c .

Observando la figura número 12 se observa que un escurrimiento que se efectúa con un gasto $Q = 10.53 \text{ m}^3/\text{seg.}$ y una energía específica ϵ , puede verificarse con dos tirantes diferentes, uno grande (mayor que el crítico) y otro pequeño (menor que el crítico), en el primer caso se dice que el régimen es *lento*, en el segundo caso régimen *rápido*; el tirante crítico es el valor límite del tirante en el paso de régimen *lento* a régimen *rápido* y viceversa. Algunos valores de ϵ son los siguientes:

ϵ_p	ϵ_k	ϵ
0.20 m	15.73 m	15.93 m
0.80 m	0.98 m	1.78 m
1.08 m	0.54 m	1.62 m
1.40 m	0.32 m	1.72 m
2.00 m	0.16 m	2.16 m
3.00 m	0.07 m	3.07 m

TIRANTE CRÍTICO

En la ecuación $\epsilon = \epsilon_p + \epsilon_k = d + \frac{Q^2}{2gA^2d}$ se ve que la energía específica es una función del tirante, por lo tanto para averiguar cuando el contenido de energía es mínimo, habrá que derivar esa expresión con respecto al tirante e igualar con cero esa derivada.

En el caso de un canal rectangular de ancho B y gasto Q, cuyo gasto por unidad de ancho es $q = \frac{Q}{B}$, se obtendrá

$$\epsilon = d + \frac{q^2}{2gd^2}$$

$$\frac{d\varepsilon}{dd} = 1 - \frac{q^2}{g d^3} = 0$$

de donde:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}}$$

En el caso de un canal de cualquier sección (figura número 13), en donde T es el ancho de la lámina de agua, se puede expresar por:

$$T = \frac{dA}{dd}$$

$$\frac{d\varepsilon}{dd} = 1 - \frac{Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dd} = 1 - \frac{Q^2 T}{g A^3} = 0$$

de donde:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

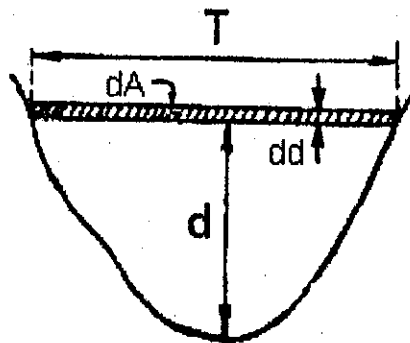


Figura 13

Es la condición de escurrimiento con *régimen crítico* en un canal.

Si en la ecuación anterior se sustituyen los valores de:

$$T = B \quad \text{y} \quad A = d_c B$$

Correspondientes a una sección rectangular, se llega a la ecuación

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}}; \text{ por otra parte también se puede poner la ecuación}$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \text{ en la forma:}$$

$$\frac{Q^2}{g A^2} = d_c$$

es decir:

$$\frac{d_c}{2} = \frac{v_c^2}{2g}$$

o sea que la carga de velocidad es igual a la mitad del tirante d_c . Si se sustituye este valor en la ecuación general de la energía específica se obtendrá:

$$\varepsilon = d + \frac{1}{2} d_c = \frac{3}{2} d_c \quad \therefore d_c = \frac{2}{3} \varepsilon$$

PENDIENTE CRÍTICA

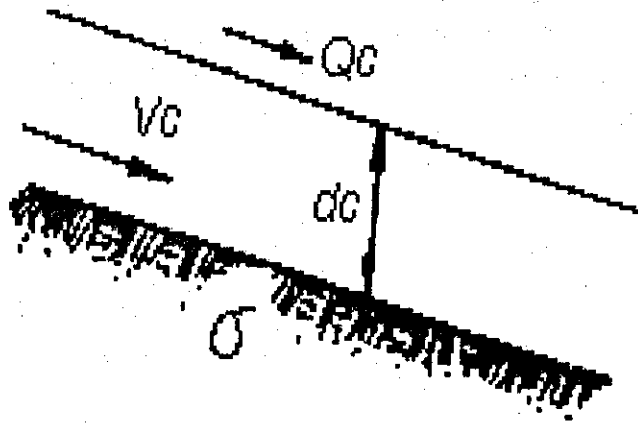


Figura 14

Se le llama pendiente crítica al valor particular de la pendiente de un canal que conduce un gasto Q con régimen uniforme y con una energía específica mínima, es decir, el agua circula con el tirante crítico (figura número 14).

El gasto es crítico. A la pendiente crítica se le designa por la letra griega σ .

Para calcularla Q de la ecuación $\frac{Q^3}{g} = \frac{A^3}{T}$ para régimen crítico, y que es el mismo gasto crítico en la fórmula de Manning.

$$Q = Av = \frac{A}{n} r^{2/3} \sigma^{1/2}$$

Para régimen normal cuando la pendiente es crítica. Igualando y despejando se obtiene.

$$\sigma = \frac{Agn^2}{T r^{4/3}}$$

FACTOR DE ESCURRIMIENTO CINÉTICO

En la figura número 12, cada punto de la curva de la energía específica caracteriza un estado de escurrimiento, que se puede expresar numéricamente por el llamado *factor de escurrimiento cinético* que mide la cineticidad de la circulación. Este factor está expresado por el doble de la relación entre la *energía cinética* y la *energía potencial* que contiene cada kilogramo de agua que escurre en el canal con un tirante d ; se le designa por la letra griega λ :

$$\lambda = 2 \frac{\epsilon_k}{\epsilon_p} = \frac{v^2}{gd} = \frac{q^2}{gd^3} \quad \text{Sección rectangular}$$

La curva de la energía específica define dos zonas con dos clases de escurrimiento, una zona de *régimen lento* en la cual el tirante con el que circula el agua es menor que el crítico.

La relación d_c/d define la clase de escurrimiento en la curva de la energía; cuanto mayor sea el cociente d_c/d mayor será la velocidad de circulación.

El escurrimiento con *régimen lento* o sea con $d > d_c$ correspondiente a la rama superior de la curva ϵ (figura 12), está gobernado por la condición $\lambda < 1$; el escurrimiento con *régimen rápido* o sea con $d < d_c$ correspondiente a la rama inferior, está gobernado por la condición $\lambda > 1$. El factor λ es pues una característica general abstracta, de las condiciones dinámicas del escurrimiento. La razón por la cual se usa el coeficiente 2 en la ecuación $\lambda = 2 \frac{\epsilon_k}{\epsilon_p} = \frac{v^2}{gd} = \frac{q^2}{gd^3}$, es que cuando el escurrimiento se efectúa con el tirante crítico d_c , el valor de λ es la unidad.

$$\lambda = 2 \frac{1/2 d_c}{d_c} = 1$$

SALTO HIDRÁULICO

Si se considera un canal con régimen permanente y gasto Q , al referirse a la curva de la energía específica, el salto hidráulico es un fenómeno local que consiste esencialmente en un cambio en la forma de escurrimiento, pues el tirante cambia bruscamente de uno menor d_1 , que corresponde al punto (1) en la rama inferior de la curva de la energía específica, a uno mayor d_2 , marcado con el punto (2) en la rama superior de la siguiente figura (figura 15).

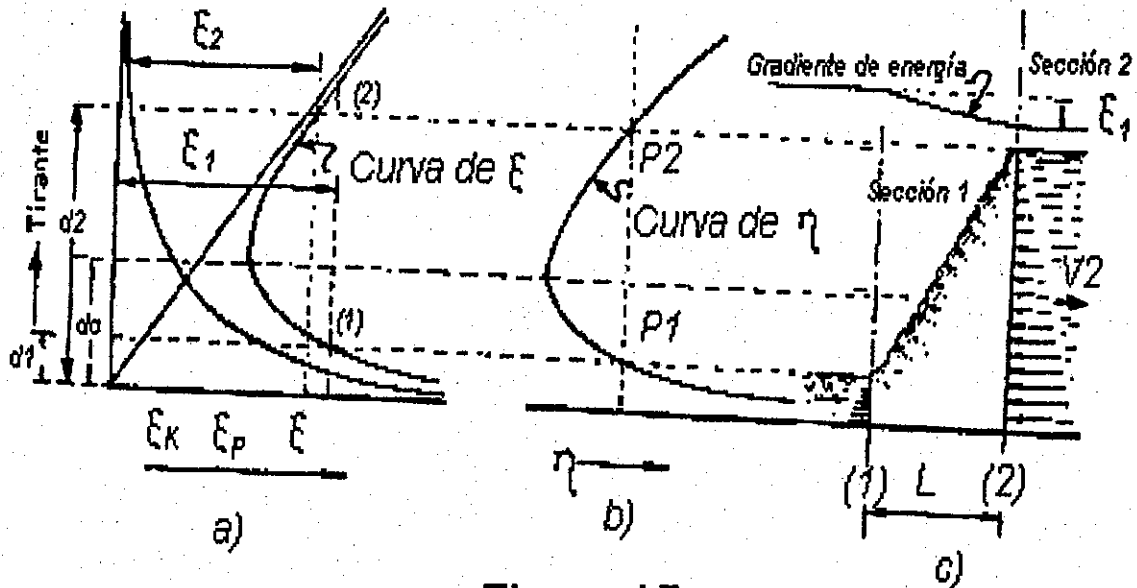


Figura 15

El fenómeno no es más que el cambio en la forma de energía, antes del salto cuando el agua escurre con régimen *rápido* (sección número 1 en la figura 15 -c) predomina la energía cinética, parte de la cual se transforma durante el salto en energía potencial, que es la que predomina después del salto donde el régimen es *lento*. Las secciones (1) y (2) de la figura 15 - c marcan esquemáticamente el principio y el final del salto, es decir, se supone que después de la zona de la expansión del chorro activo que se forma bajo el remolino, desaparece la curvatura de los filamentos de la corriente y vuelven a ser de nuevo paralelos, resultándose otra vez la forma triangular de la presión hidrostática, por lo cual se puede calcular la energía específica con la ecuación

$$\epsilon = d + \frac{V^2}{2g}, \text{ El suponer paralelos los filamentos en las secciones (1) y (2)}$$

permite calcular las presiones hidrostáticas, cuya diferencia efectúa el cambio de cantidad de movimiento en la masa líquida.

Si se llama \bar{d} a la profundidad del centro de gravedad G de la sección de la vena líquida, del empuje hidrostático en la sección número 1 tiene por expresión:

$$P_1 = w A_1 \bar{d}_1$$

y el empuje hidrostático en la sección número 2:

$$P_2 = w A_2 \bar{d}_2$$

por otra parte, la cantidad de movimiento que tiene la corriente en la sección (1) es :

$$M_1 = \frac{wQ}{g} v_1$$

y la cantidad de movimiento de la sección (2) es:

$$M_2 = \frac{wQ}{g} v_2$$

si en las dos ecuaciones anteriores se sustituyen las velocidades por sus valores en función del gasto y del área y se iguala la diferencia de presiones en las secciones (1) y (2) con la variación en la cantidad de movimiento, se tiene:

$$w A_2 \bar{d}_2 - w A_1 \bar{d}_1 = \frac{w}{g} \left(\frac{Q^2}{A_1} - \frac{Q^2}{A_2} \right)$$

expresión que se puede poner en la forma:

$$\frac{Q^2}{g A_1} + A_1 \bar{d}_1 = \frac{Q^2}{g A_2} + A_2 \bar{d}_2$$

La similitud de ambos miembros indica que se trata cada uno, de una expresión que es función del tirante y que un mismo valor para dos tirantes d_1 y d_2 antes y después del salto y que se llaman profundidades conjugadas. A esta función que define las condiciones del salto hidráulico, se le designa con la letra griega η , y para un canal cualquiera de área A y gasto Q, escurriendo con un tirante d, se tiene:

$$r_1 = \frac{Q^2}{Ag} + A\bar{d}$$

La curva de esta función, es muy parecida a la de la energía específica y tiene también dos ramas que interceptadas por una vertical, definen los valores de los tirantes conjugados.

Si se coloca la curva de η a continuación de la curva de ε y se llevan horizontales por los puntos P_1 y P_2 de la primera curva (figura 15) hasta cortar a la segunda curva en los puntos (1) y (2), se observa que la diferencia $\varepsilon_1 - \varepsilon_2$ es la energía perdida en el salto.

El tirante crítico también hace mínima la función como se verá a continuación en la figura 16.

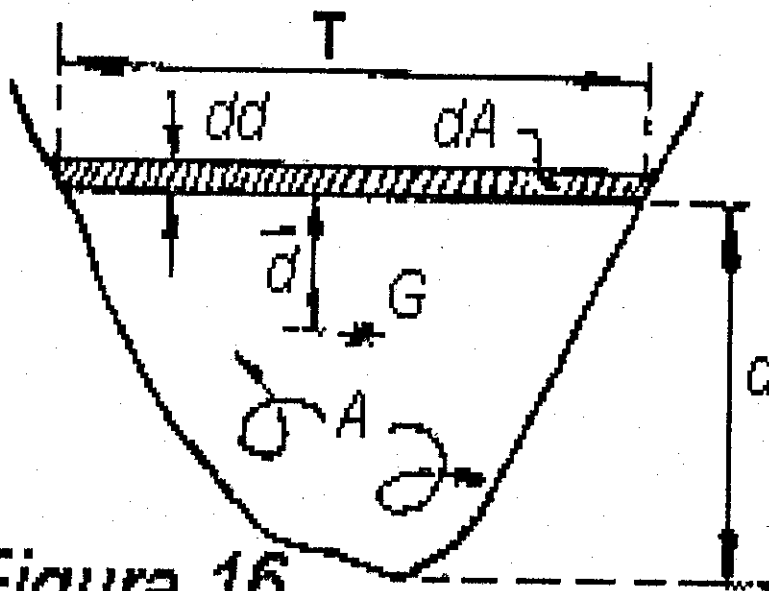


Figura 16

El segundo término de la ecuación anterior es el momento estático del área A con respecto a la superficie libre del agua; si el tirante recibe un incremento dd, el momento incrementado será (figura 16)

$$A(\bar{d} + dd) + \frac{T(dd)^2}{2}$$

Como se supone que un incremento dd infinitamente pequeño, su cuadrado será todavía más pequeño, por lo tanto se puede despreciar el tercer término de la ecuación anterior, entonces, el incremento del momento estático será:

$$d(\bar{A}d) = \bar{A}d + Add - \bar{A}d = Add$$

Derivando la ecuación de η con respecto al tirante :

$$\frac{d\eta}{dd} = -\frac{Q^2}{g A^2} \frac{dA}{dd} + \frac{d(\bar{A}d)}{dd}$$

pero $\frac{dA}{dd} = T$ según la figura número 16, y por otra parte si se anula la ecuación anterior después de haber sustituido en ella el incremento del momento estático queda como condición de mínimo:

$$-\frac{Q^2 T}{g A^2} + A = 0$$

o bien:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

que es también la condición de mínimo para la función η según la ecuación

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD Y EL GASTO EN CORRIENTES NATURALES

Para determinar la velocidad y por lo tanto el gasto en corrientes naturales, a veces conviene utilizar el tubo de Pitot, flotadores o bien el molinete, que es el aparato más comúnmente empleado, y que colocándole en diferentes puntos de la sección de la corriente permite conocer las diferentes velocidades de los filetes.

VELOCIDAD MEDIA. No todas las partículas tienen igual velocidad en la sección transversal de un canal, y ello es debido al efecto del rozamiento con el fondo y las paredes laterales, así como en menor grado con la atmosfera; las curvas que unen las partículas de igual velocidad tienen la forma indicada en la figura 17.

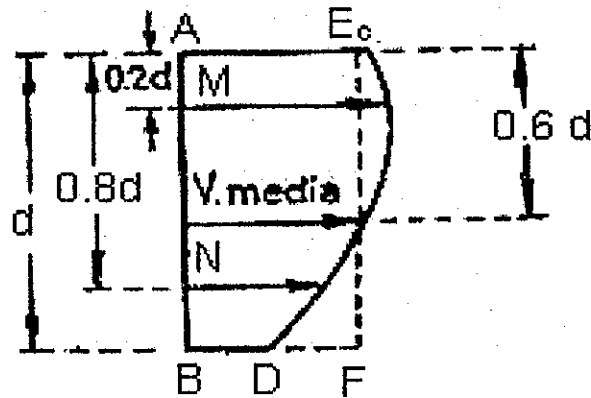


Figura 17

Explorando una vertical \overline{AB} se ve que a medida que va descendiendo el tubo de Pitot o el molinete, la velocidad registrada va aumentando hasta llegar a un valor máximo, volviendo a disminuir hasta llegar al fondo en donde es mínima (figura 17). Es aproximadamente una parábola cuyo vértice corresponde a la velocidad máxima, aproximadamente, a la quinta parte de d contado a partir de la superficie libre; hay una velocidad media que corresponde a un valor tal que el área del rectángulo AEFB es igual a la ACDB limitada por la parábola de las velocidades; esta velocidad media se ha observado aproximadamente a las 0.6 de la profundidad d a contar de la superficie libre y es mas o menos del 80 al 90% de la velocidad superficial.

Un valor más aproximado de la velocidad media en una vertical se obtiene promediando las velocidades obtenidas al hacer observaciones a los 0.2 y a los 0.8 de la profundidad d . Por supuesto que será mejor todavía, el hacer mayor número de observaciones en la vertical, a profundidades equidistantes.

Cuando se trata de aforar avenidas con altas velocidades será preferible omitir el hacer varias observaciones en una misma vertical, por la dificultad de la operación, y para obtener la velocidad media, bastara multiplicar la velocidad superficial por un factor que generalmente es 0.85 (promedio de 0.8 y 0.9).

CAPÍTULO II

SITUACIÓN ACTUAL DEL SISTEMA DE COLECTORES PARA AGUA PLUVIAL EN LA 6 Av. y 24 CALLE ZONA 4

2.1 Breve reseña histórica de la construcción del colector principal.

El colector principal que baja la 24^a. calle, inicia su construcción en la década de 1950, en ese sector se ubicaba un relleno sanitario que con el paso del tiempo sufre un hundimiento, que da como origen el paso a desnivel de la 7^a. avenida, con lo cual el colector se interrumpe y como solución alterna se conecta al ya existente colector del estadio, en la actualidad el colector queda a una profundidad aproximada de 13 m. del nivel de la pista de la 6^a. avenida, siendo éste un colector de sistema combinado

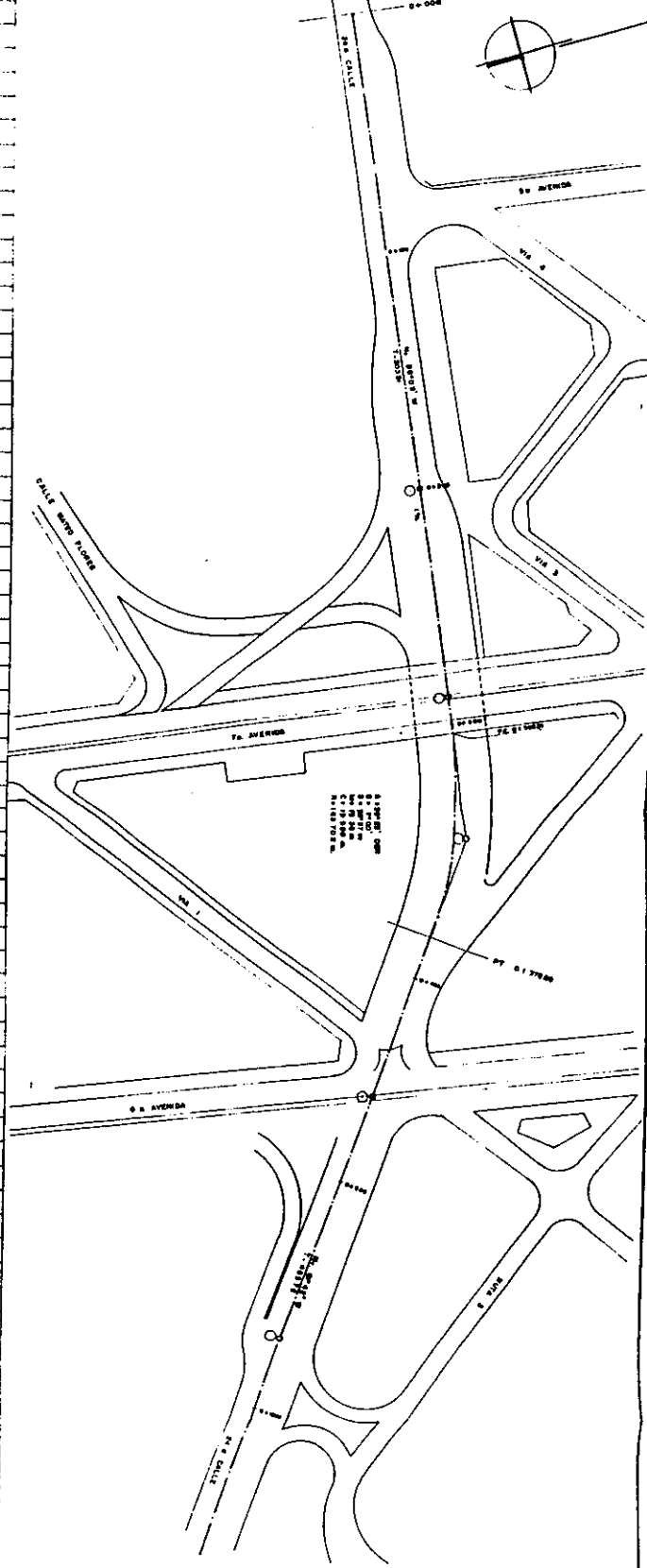
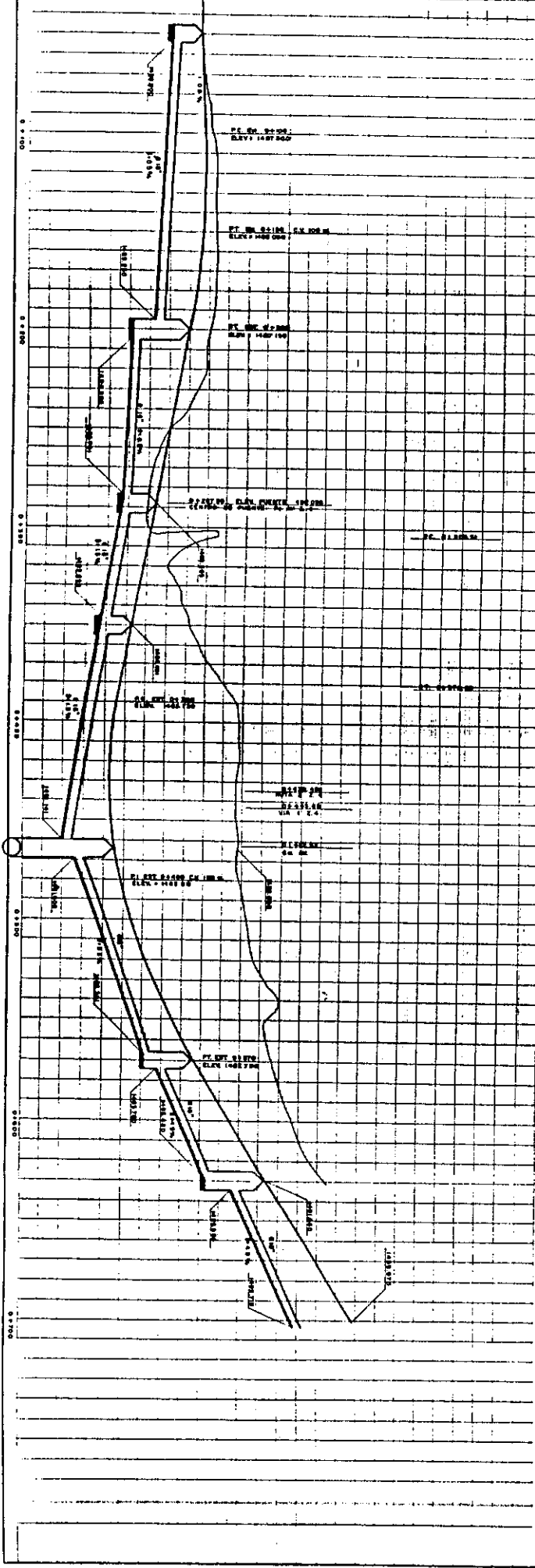
2.2 Información principal topográfica.

En el presente capítulo se observaran los planos referentes a la información topográfica bajo la cual se diseñarán los tragantes que se utilizarán con la finalidad de eliminar el caudal ocasionado en la época de lluvia para el paso a desnivel de la 6 Av. y 24 calle, proyectado por la Municipalidad de Guatemala. El orden de presentación de los planos es el siguiente:

- 1) *Planta de ubicación de las rampas a utilizar en el paso a desnivel 6 Av. y 24 calle zona 4. (hoja 46)***

- 2) *Plano de planta perfil de el colector desde la 24 calle y crucero de el ferrocarril, hata la 24 calle y via 4 de la zona 4. (hoja 47)***

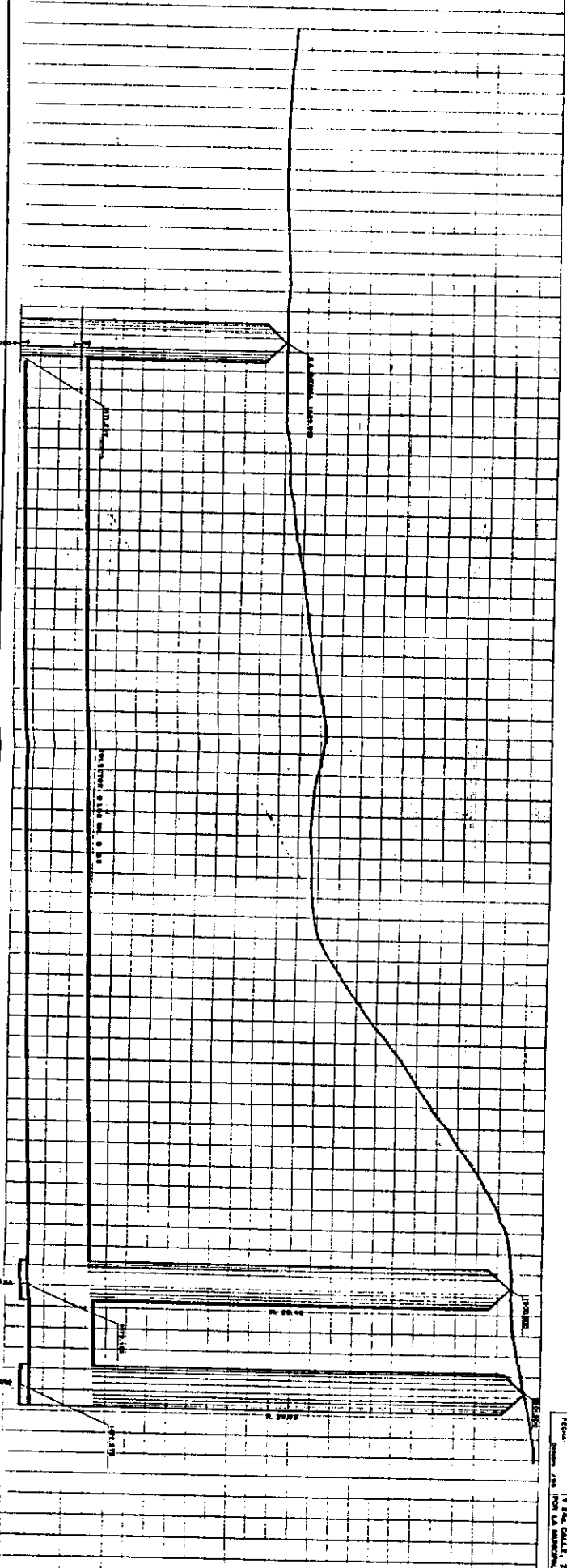
- 3) *Plano planta perfil del colector desde el crucero del ferrocarril, hasta la 6 Av. y 24 calle de la zona 4.(hoja 48)***



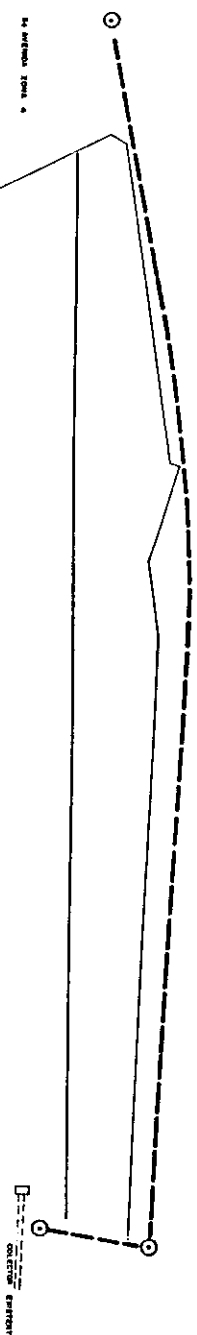
USAC

FACULTAD DE INGENIERIA TRANSPORTES

PROYECTO	INVESTIGACION
TITULO	FECHA
PROYECTANTE	REVISOR
APROBADO POR	FECHA



1001
1002
1003
1004
1005
1006
1007
1008
1009
1010
1011
1012
1013
1014
1015
1016
1017
1018
1019
1020
1021
1022
1023
1024
1025
1026
1027
1028
1029
1030
1031
1032
1033
1034
1035
1036
1037
1038
1039
1040
1041
1042
1043
1044
1045
1046
1047
1048
1049
1050
1051
1052
1053
1054
1055
1056
1057
1058
1059
1060
1061
1062
1063
1064
1065
1066
1067
1068
1069
1070
1071
1072
1073
1074
1075
1076
1077
1078
1079
1080
1081
1082
1083
1084
1085
1086
1087
1088
1089
1090
1091
1092
1093
1094
1095
1096
1097
1098
1099
1100
1101
1102
1103
1104
1105
1106
1107
1108
1109
1110
1111
1112
1113
1114
1115
1116
1117
1118
1119
1120
1121
1122
1123
1124
1125
1126
1127
1128
1129
1130
1131
1132
1133
1134
1135
1136
1137
1138
1139
1140
1141
1142
1143
1144
1145
1146
1147
1148
1149
1150
1151
1152
1153
1154
1155
1156
1157
1158
1159
1160
1161
1162
1163
1164
1165
1166
1167
1168
1169
1170
1171
1172
1173
1174
1175
1176
1177
1178
1179
1180
1181
1182
1183
1184
1185
1186
1187
1188
1189
1190
1191
1192
1193
1194
1195
1196
1197
1198
1199
1200
1201
1202
1203
1204
1205
1206
1207
1208
1209
1210
1211
1212
1213
1214
1215
1216
1217
1218
1219
1220
1221
1222
1223
1224
1225
1226
1227
1228
1229
1230
1231
1232
1233
1234
1235
1236
1237
1238
1239
1240
1241
1242
1243
1244
1245
1246
1247
1248
1249
1250
1251
1252
1253
1254
1255
1256
1257
1258
1259
1260
1261
1262
1263
1264
1265
1266
1267
1268
1269
1270
1271
1272
1273
1274
1275
1276
1277
1278
1279
1280
1281
1282
1283
1284
1285
1286
1287
1288
1289
1290
1291
1292
1293
1294
1295
1296
1297
1298
1299
1300
1301
1302
1303
1304
1305
1306
1307
1308
1309
1310
1311
1312
1313
1314
1315
1316
1317
1318
1319
1320
1321
1322
1323
1324
1325
1326
1327
1328
1329
1330
1331
1332
1333
1334
1335
1336
1337
1338
1339
1340
1341
1342
1343
1344
1345
1346
1347
1348
1349
1350
1351
1352
1353
1354
1355
1356
1357
1358
1359
1360
1361
1362
1363
1364
1365
1366
1367
1368
1369
1370
1371
1372
1373
1374
1375
1376
1377
1378
1379
1380
1381
1382
1383
1384
1385
1386
1387
1388
1389
1390
1391
1392
1393
1394
1395
1396
1397
1398
1399
1400
1401
1402
1403
1404
1405
1406
1407
1408
1409
1410
1411
1412
1413
1414
1415
1416
1417
1418
1419
1420
1421
1422
1423
1424
1425
1426
1427
1428
1429
1430
1431
1432
1433
1434
1435
1436
1437
1438
1439
1440
1441
1442
1443
1444
1445
1446
1447
1448
1449
1450
1451
1452
1453
1454
1455
1456
1457
1458
1459
1460
1461
1462
1463
1464
1465
1466
1467
1468
1469
1470
1471
1472
1473
1474
1475
1476
1477
1478
1479
1480
1481
1482
1483
1484
1485
1486
1487
1488
1489
1490
1491
1492
1493
1494
1495
1496
1497
1498
1499
1500
1501
1502
1503
1504
1505
1506
1507
1508
1509
1510
1511
1512
1513
1514
1515
1516
1517
1518
1519
1520
1521
1522
1523
1524
1525
1526
1527
1528
1529
1530
1531
1532
1533
1534
1535
1536
1537
1538
1539
1540
1541
1542
1543
1544
1545
1546
1547
1548
1549
1550
1551
1552
1553
1554
1555
1556
1557
1558
1559
1560
1561
1562
1563
1564
1565
1566
1567
1568
1569
1570
1571
1572
1573
1574
1575
1576
1577
1578
1579
1580
1581
1582
1583
1584
1585
1586
1587
1588
1589
1590
1591
1592
1593
1594
1595
1596
1597
1598
1599
1600
1601
1602
1603
1604
1605
1606
1607
1608
1609
1610
1611
1612
1613
1614
1615
1616
1617
1618
1619
1620
1621
1622
1623
1624
1625
1626
1627
1628
1629
1630
1631
1632
1633
1634
1635
1636
1637
1638
1639
1640
1641
1642
1643
1644
1645
1646
1647
1648
1649
1650
1651
1652
1653
1654
1655
1656
1657
1658
1659
1660
1661
1662
1663
1664
1665
1666
1667
1668
1669
1670
1671
1672
1673
1674
1675
1676
1677
1678
1679
1680
1681
1682
1683
1684
1685
1686
1687
1688
1689
1690
1691
1692
1693
1694
1695
1696
1697
1698
1699
1700
1701
1702
1703
1704
1705
1706
1707
1708
1709
1710
1711
1712
1713
1714
1715
1716
1717
1718
1719
1720
1721
1722
1723
1724
1725
1726
1727
1728
1729
1730
1731
1732
1733
1734
1735
1736
1737
1738
1739
1740
1741
1742
1743
1744
1745
1746
1747
1748
1749
1750
1751
1752
1753
1754
1755
1756
1757
1758
1759
1760
1761
1762
1763
1764
1765
1766
1767
1768
1769
1770
1771
1772
1773
1774
1775
1776
1777
1778
1779
1780
1781
1782
1783
1784
1785
1786
1787
1788
1789
1790
1791
1792
1793
1794
1795
1796
1797
1798
1799
1800
1801
1802
1803
1804
1805
1806
1807
1808
1809
1810
1811
1812
1813
1814
1815
1816
1817
1818
1819
1820
1821
1822
1823
1824
1825
1826
1827
1828
1829
1830
1831
1832
1833
1834
1835
1836
1837
1838
1839
1840
1841
1842
1843
1844
1845
1846
1847
1848
1849
1850
1851
1852
1853
1854
1855
1856
1857
1858
1859
1860
1861
1862
1863
1864
1865
1866
1867
1868
1869
1870
1871
1872
1873
1874
1875
1876
1877
1878
1879
1880
1881
1882
1883
1884
1885
1886
1887
1888
1889
1890
1891
1892
1893
1894
1895
1896
1897
1898
1899
1900
1901
1902
1903
1904
1905
1906
1907
1908
1909
1910
1911
1912
1913
1914
1915
1916
1917
1918
1919
1920
1921
1922
1923
1924
1925
1926
1927
1928
1929
1930
1931
1932
1933
1934
1935
1936
1937
1938
1939
1940
1941
1942
1943
1944
1945
1946
1947
1948
1949
1950
1951
1952
1953
1954
1955
1956
1957
1958
1959
1960
1961
1962
1963
1964
1965
1966
1967
1968
1969
1970
1971
1972
1973
1974
1975
1976
1977
1978
1979
1980
1981
1982
1983
1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990
1991
1992
1993
1994
1995
1996
1997
1998
1999
2000
2001
2002
2003
2004
2005
2006
2007
2008
2009
2010
2011
2012
2013
2014
2015
2016
2017
2018
2019
2020
2021
2022
2023
2024
2025
2026
2027
2028
2029
2030
2031
2032
2033
2034
2035
2036
2037
2038
2039
2040
2041
2042
2043
2044
2045
2046
2047
2048
2049
2050
2051
2052
2053
2054
2055
2056
2057
2058
2059
2060
2061
2062
2063
2064
2065
2066
2067
2068
2069
2070
2071
2072
2073
2074
2075
2076
2077
2078
2079
2080
2081
2082
2083
2084
2085
2086
2087
2088
2089
2090
2091
2092
2093
2094
2095
2096
2097
2098
2099
2100
2101
2102
2103
2104
2105
2106
2107
2108
2109
2110
2111
2112
2113
2114
2115
2116
2117
2118
2119
2120
2121
2122
2123
2124
2125
2126
2127
2128
2129
2130
2131
2132
2133
2134
2135
2136
2137
2138
2139
2140
2141
2142
2143
2144
2145
2146
2147
2148
2149
2150
2151
2152
2153
2154
2155
2156
2157
2158
2159
2160
2161
2162
2163
2164
2165
2166
2167
2168
2169
2170
2171
2172
2173
2174
2175
2176
2177
2178
2179
2180
2181
2182
2183
2184
2185
2186
2187
2188
2189
2190
2191
2192
2193
2194
2195
2196
2197
2198
2199
2200
2201
2202
2203
2204
2205
2206
2207
2208
2209
2210
2211
2212
2213
2214
2215
2216
2217
2218
2219
2220
2221
2222
2223
2224
2225
2226
2227
2228
2229
2230
2231
2232
2233
2234
2235
2236
2237
2238
2239
2240
2241
2242
2243
2244
2245
2246
2247
2248
2249
2250
2251
2252
2253
2254
2255
2256
2257
2258
2259
2260
2261
2262
2263
2264
2265
2266
2267
2268
2269
2270
2271
2272
2273
2274
2275
2276
2277
2278
2279
2280
2281
2282
2283
2284
2285
2286
2287
2288
2289
2290
2291
2292
2293
2294
2295
2296
2297
2298
2299
2300
2301
2302
2303
2304
2305
2306
2307
2308
2309
2310
2311
2312
2313
2314
2315
2316
2317
2318
2319
2320
2321
2322
2323
2324
2325
2326
2327
2328
2329
2330
2331
2332
2333
2334
2335
2336
2337
2338
2339
2340
2341
2342
2343
2344
2345
2346
2347
2348
2349
2350
2351
2352
2353
2354
2355
2356
2357
2358
2359
2360
2361
2362
2363
2364
2365
2366
2367
2368
2369
2370
2371
2372
2373
2374
2375
2376
2377
2378
2379
2380
2381
2382
2383
2384
2385
2386
2387
2388
2389
2390
2391
2392
2393
2394
2395
2396
2397
2398
2399
2400
2401
2402
2403
2404
2405
2406
2407
2408
2409
2410
2411
2412
2413
2414
2415
2416
2417
2418
2419
2420
2421
2422
2423
2424
2425
2426
2427
2428
2429
2430
2431
2432
2433
2434
2435
2436
2437
2438
2439
2440
2441
2442
2443
2444
2445
2446
2447
2448
2449
2450
2451
2452
2453
2454
2455
2456
2457
2458
2459
2460
2461
2462
2463
2464
2465
2466
2467
2468
2469
2470
2471
2472
2473
2474
2475
2476
2477
2478
2479
2480
2481
2482
2483
2484
2485
2486
2487
2488
2489
2490
2491
2492
2493
2494
2495
2496
2497
2498
2499
2500



SECCION A-A

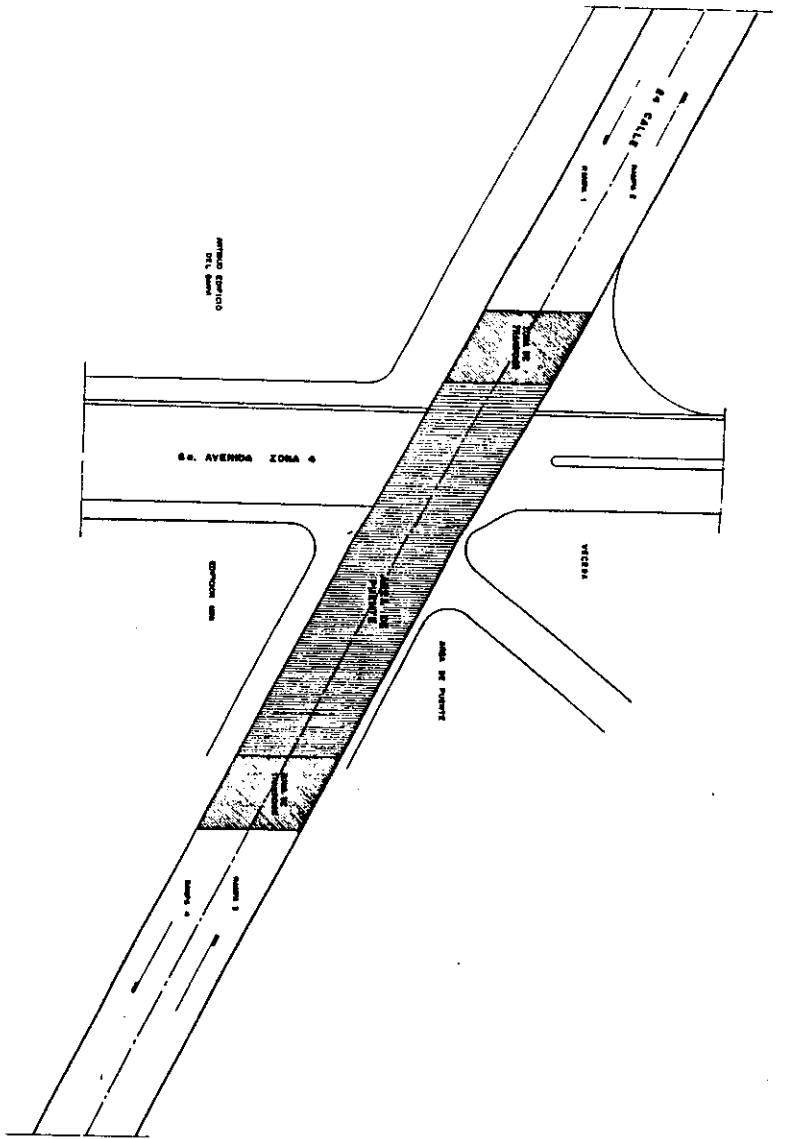
SECCION B-B

COLECTOR ENTRENTE

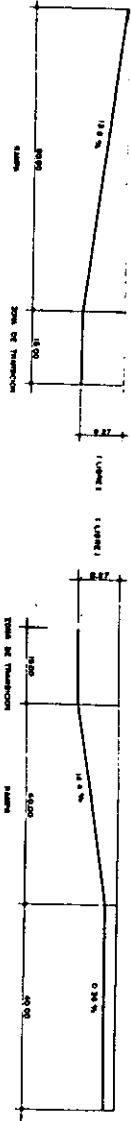
USAC

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA EN SISTEMAS DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA
CALLE 744, ZONA 4
C.A.P.A.C. 90000, GUATEMALA



PLANTA DE UBICACION DE RAMPAS
Escala 1/200



GEOMETRIA RAMPA 1 y 2
Escala 1/200

GEOMETRIA RAMPA 3 y 4
Escala 1/200

USAC

FACULTAD DE INGENIERIA
TRANSportes

Nombre	FEDECO
Apellido	RAMOS
Identificación	123456789
Fecha	15/03/2023
Curso	INGENIERIA DE TRANSportes

2.3 Ubicación de los tragantes de tormenta existentes en la 6 av, y 24 calle zona 4.

En esta sección se ubica en el plano los detalles de las estructuras edificadas circundantes y el detalles de la localización de los tragantes de tormenta existentes tanto sobre la 24 calle y parte de la 6 avenida.

CAPÍTULO III

NOMAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

3.1 Clasificación de las entradas de tragantes de tormenta

Aún cuando existen en la actualidad un sin número de diseños de entradas a los tragantes de tormenta, todos ellos son en realidad variaciones de los cuatro grupos básicos en los que las entradas pueden clasificarse y que se mencionan a continuación:

- 1.-Entradas de bordillo
- 2.-Entradas de rejas
- 3.-Combinación de entradas
- 4.-Entradas múltiples

Cada una de éstas incluye, como ya se ha mencionado, muchas variedades; por ejemplo, una entrada con deflectores es un tipo especial de entrada de bordillo.

La estimación de la capacidad hidráulica de las entradas a los tragantes de tormenta ha sido a menudo inexacta.

En los años 60 se inicia una verdadera atención a este problema y es así como por ejemplo, el Departamento de Ingeniería Sanitaria de la Universidad Johns Hopkins en el Condado de Baltimore, Maryland, realizó

ensayos de laboratorio sobre modelos reducidos por espacio de aproximadamente seis años, llegando a encontrar algunas fórmulas empíricas que describen con suficiente exactitud el comportamiento hidráulico de algunas bocas para tragantes. A continuación se describen y definen aquellos tipos de entradas que se ha encontrado que pueden usarse en la práctica razonablemente.

1.- ENTRADAS DE BORDILLO

Una entrada de bordillo es una abertura vertical practicada a la orilla de la acera y que tiene por función desviar el cauce natural del agua que circula en la calle en dirección paralela al bordillo, de modo que se convierta en un flujo perpendicular al mismo por acción de la gravedad, interceptando de esta manera parte o la totalidad del caudal.

En la capacidad hidráulica de este tipo de bocas intervienen varios factores como lo son por ejemplo: la pendiente longitudinal de la calle, el bombeo transversal, la longitud de la entrada, el caudal proveniente de la lluvia en la avenida y la cantidad excedente del mismo que se pasa de la entrada sin ser interceptado. Dentro de este tipo de entradas se pueden agrupar tres modalidades principales que son:

- a) Entradas de bordillo sin depresión
- b) Entradas de bordillo con depresión
- c) Entradas de bordillo con deflectores

La entrada de bordillo sin depresión funciona en forma similar a un vertedero de descarga lateral colocado en un canal. Con el objeto de incrementar el flujo dentro de la entrada se han efectuado a menudo depresiones en el pavimento, cerca de la entrada, estas depresiones pueden ejecutarse de diversas formas, básicamente su función es aumentar el tirante de la avenida cerca de la entrada por tener una carga de agua mayor sobre el vertedero lateral. La figura 18 ilustra algunas de las formas en que tales depresiones pueden ejecutarse, siendo la 18.A, la que se ha usado desde hace años en Guatemala y la 18.C, que se ha ensayado en la Universidad Johns Hopkins y en la cual se han basado para desarrollar las fórmulas que se presentaran más adelante.

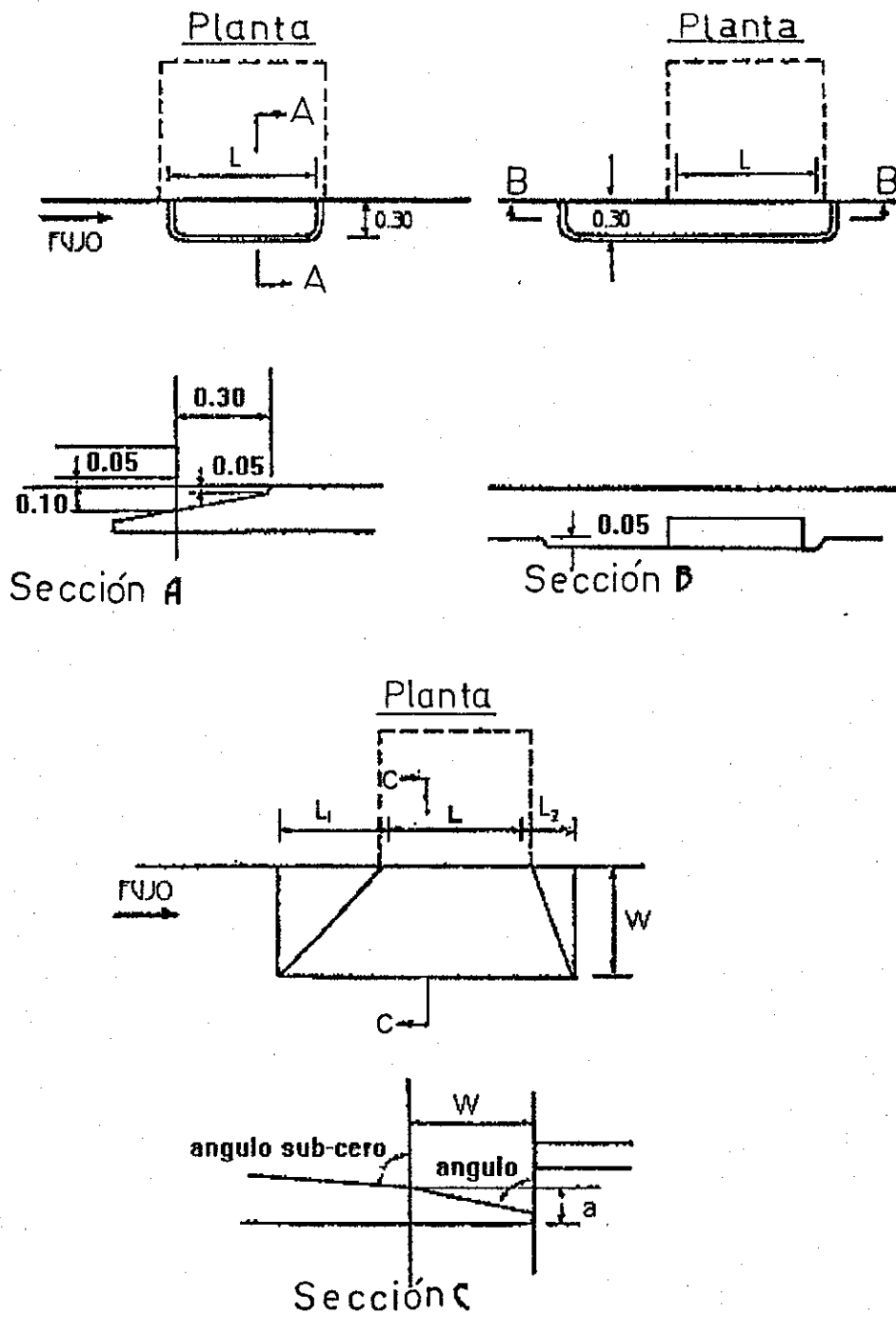


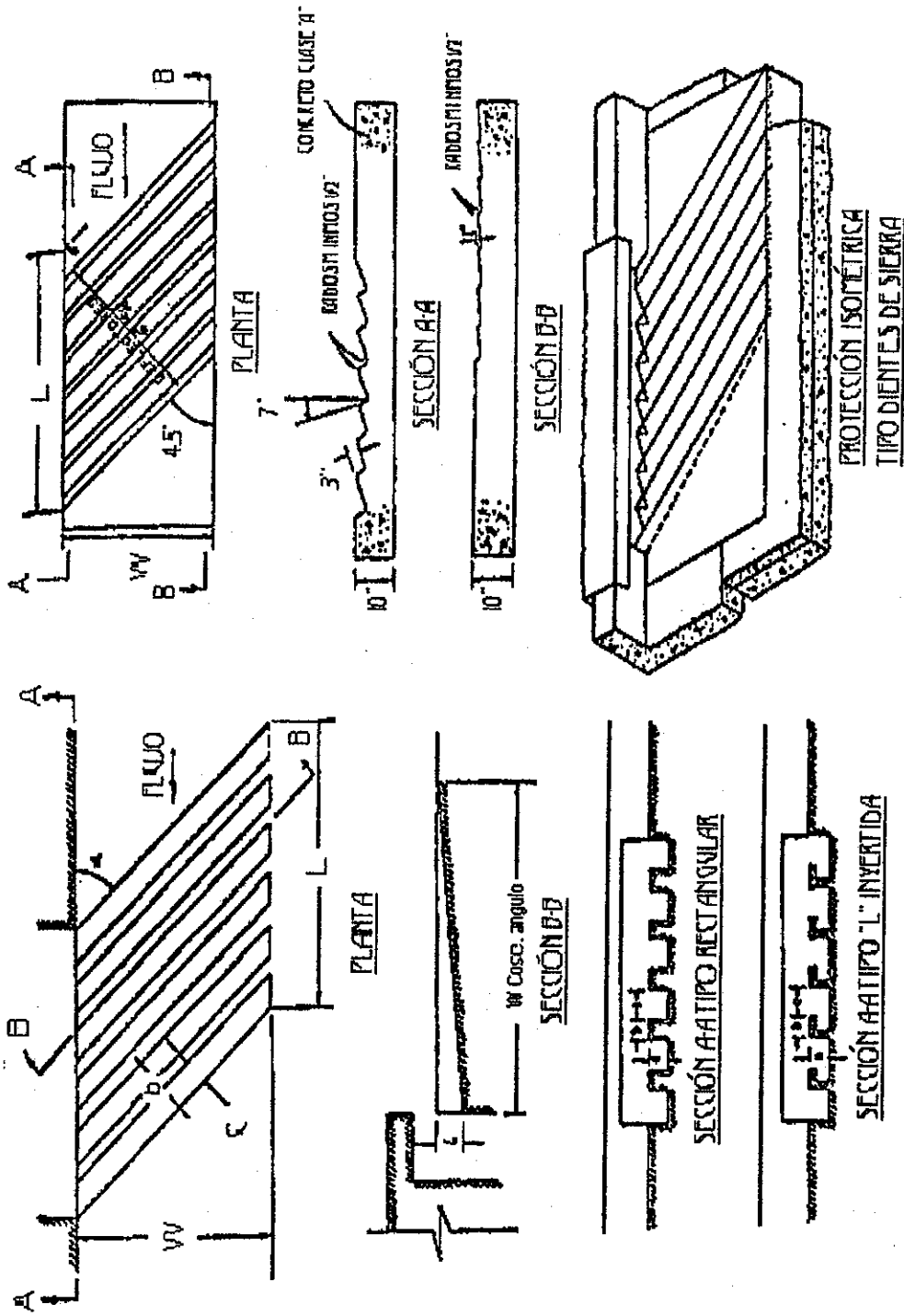
Figura 18

La figura 18.B, es una variación de la 18.A, con la depresión prolongada hacia agua arriba de la entrada y que se ha construido en algunas calzadas de la ciudad, como por en la calzada Aguilar Batres y que denota a primera vista la preocupación por parte de los diseñadores de hacer más eficiente las entradas a los tragantes, en un afán de eliminar la multiplicidad de problemas que el agua de escorrentía había creado en tales localidades.

Dentro de las entradas de bordillo también se ha ideado las llamadas entradas con deflectores. Los deflectores se forman practicando frente a la abertura de bordillo una serie de surcos y lomos de concreto, que conservan su parte superior en el plano del pavimento con el objeto de ocasionar pequeña o ninguna molestia al tráfico. Este tipo de entradas son usadas en calles de pendiente relativamente fuerte, arriba de un 5% ya que en estos casos su capacidad hidráulica es mayor que para la mayoría de los otros tipos de entradas. En la figura 19, se muestran los tres tipos de ellos como lo son los deflectores rectangulares, los deflectores en "L" invertida y los deflectores en forma de dientes de sierra.

2.- ENTRADAS DE COLADERA O DE REJAS

Una entrada de coladera es una abertura practicada en el pavimento cerca de la acera, cubierta con una o más rejas y que tiene por objeto obstruir la trayectoria normal del flujo de la corriente haciéndola caer libremente por acción de la gravedad hacia adentro de ella. Las entradas de rejadas son en general más eficientes que las entradas de bordillo mientras no exista el peligro de obstrucción de las mismas con polvo y basura, puesto que todo el flujo de agua que abarca el ancho de la reja, cae libremente dentro de las aberturas, siempre y cuando se halla realizado un buen diseño y de esta manera solo el agua que corre del lado exterior de la reja es obligado a cambiar su dirección para alcanzar la entrada. Las rejadas pueden clasificarse en rejadas de barras longitudinales y rejadas de barras transversales a la dirección de la corriente. Se ha encontrado que las últimas son relativamente ineficientes hidráulicamente cuando se las compara con las primeras. En la misma forma que las entradas de bordillo, las entradas de coladera pueden también ejecutarse con depresión o sin ella. La depresión aumenta la capacidad de la entrada, pero normalmente el elemento que gobierna su uso es el grado de problema que puede ocasionar en la obstrucción del tráfico. La figura 20 muestra algunos diseños convencionales de rejadas que han sido usados en la ciudad de Baltimore.



ENTRADA DE BORDILLO CON DEFLECTORES FIGURA 19

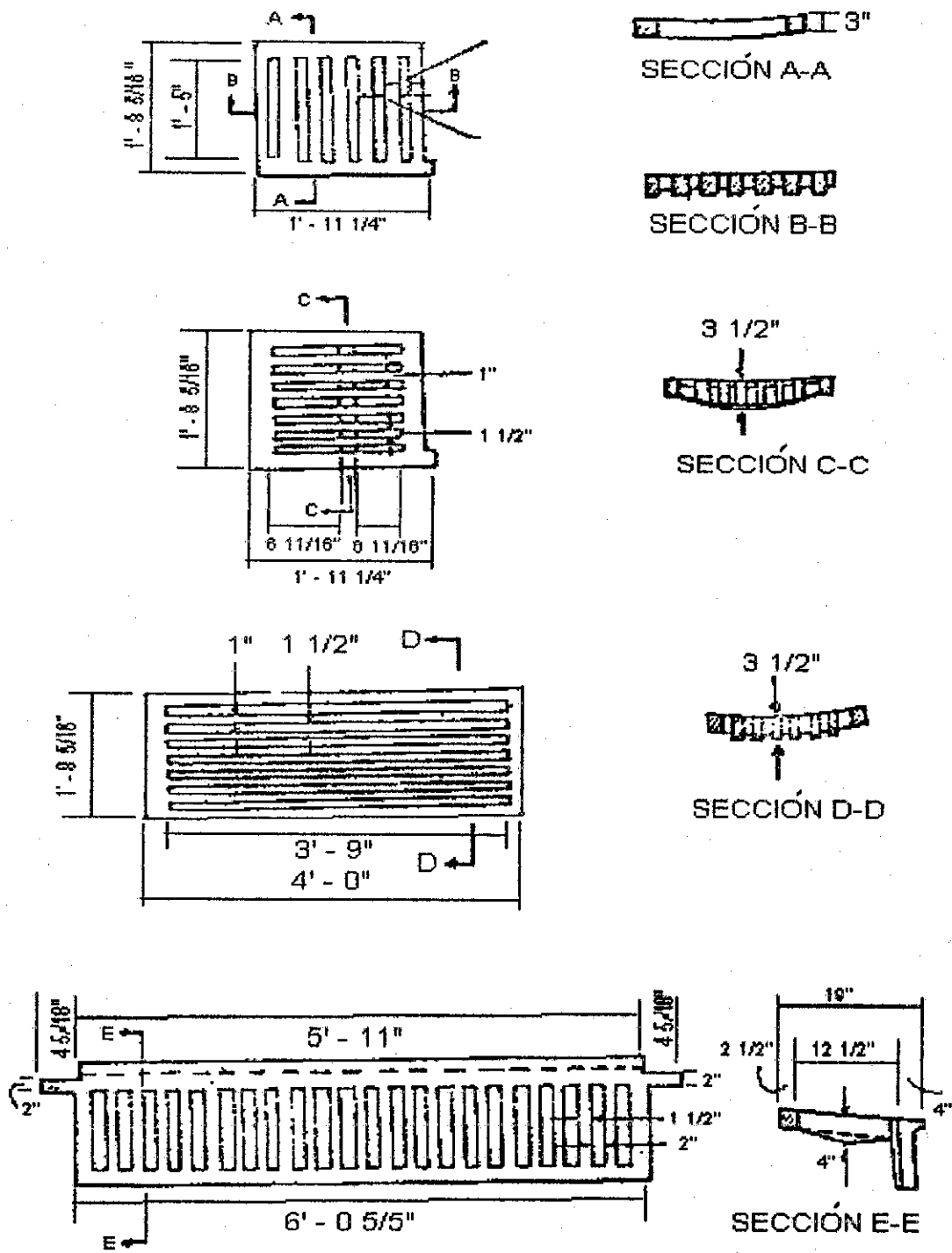


Figura 20

3.- ENTRADAS COMBINADAS Y ENTRADAS MÚLTIPLES

Una entrada combinada está compuesta de una abertura de bordillo y otra de rejas actuando como una sola unidad. Según la posición relativa en que se coloque la entrada de bordillo con respecto a la entrada de rejas, las entradas combinadas pueden clasificarse en:

- a) Entrada combinada contigua o simplemente entrada combinada
- b) Entrada combinada traslapada o entrada combinada especial.

La primera es aquella en la cual la entrada de rejas es colocada directamente enfrente de la entrada de bordillo y la segunda es aquella en la cual el extremo de aguas debajo de la abertura de bordillo coincide con el extremo de aguas arriba de la entrada de rejas o bien ambos extremos quedan traslapados. La figura 21 indica la forma como este tipo de entradas pueden ejecutarse. Finalmente, las entradas múltiples no son más que una combinación de entradas idénticas, cercanamente espaciadas y actuando como una sola unidad. Tanto las entradas combinadas como las entradas múltiples son usadas en aquellos lugares donde la precipitación pluvial es muy grande y se requiere una evacuación inmediata del agua escurrida. En estos casos son por lo general más económicas que las entradas aisladas.

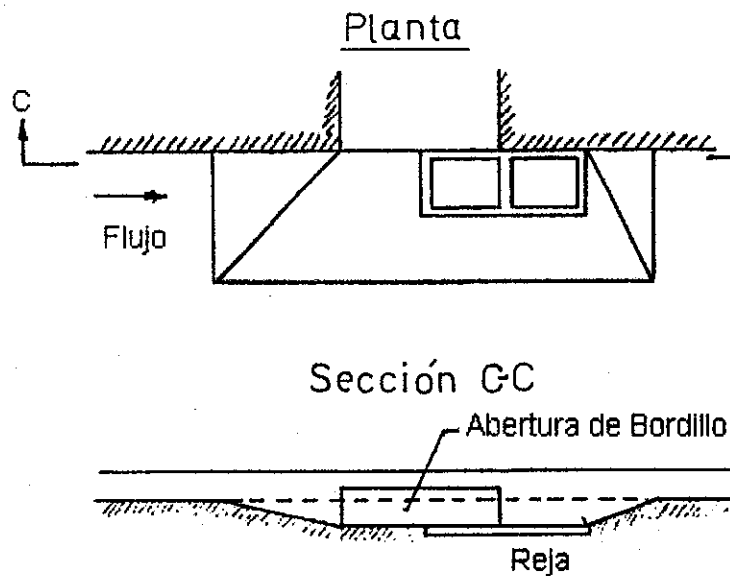


Figura 21

3.2 Localización de Tragantes y determinación de los caudales de diseño

3.2.1 LOCALIZACIÓN DE TRAGANTES

Como norma general, los tragantes deben ser localizados de tal manera, que faciliten un cómodo tráfico de vehículos y de peatones.

Usualmente se ha empleado como criterio, colocar los tragantes en los puntos más bajas de las calles e inmediatamente cercanos a las áreas destinadas para pasos de peatones. La figura 22 ilustra la forma en que las entradas deben ser colocadas en las bocacalles.

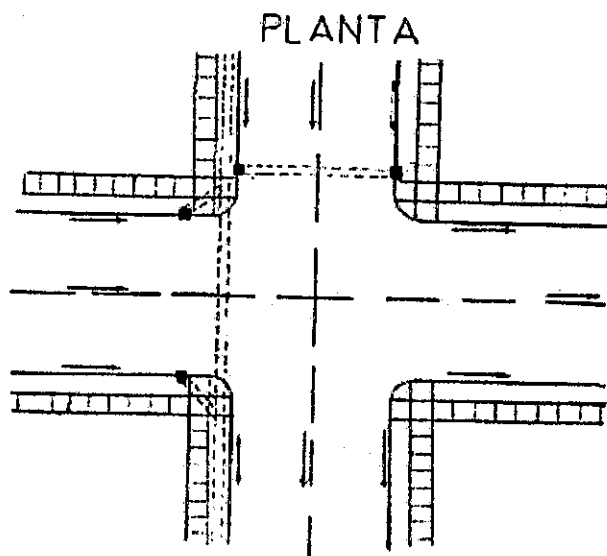


Figura 22

A continuación se pretenderá obtener de una manera racional, la separación a que deben instalarse las entradas, utilizando como criterio, que se hace necesario interpretar el caudal de esorrentía en aquellos puntos en los cuales el ancho alcanzado por la avenida empieza a causar incomodidad a los vehículos y peatones.

El caudal de escurrimiento en una calle dada puede ser estimada por medio del método racional, una vez conocida el área, el coeficiente de esorrentía y la intensidad de lluvia de diseño.

Para un mismo caudal de esorrentía y la misma sección transversal de la calle, el ancho del arroyo de tormenta, varía con la pendiente longitudinal de la misma, siendo más estrecho en el caso de pendientes fuertes, ya que debido a la más alta velocidad alcanzada por el agua, el área del flujo debe reducirse. Un fenómeno inverso sucede con las pendientes suaves, en las que el agua tiende a displayarse más, cuanto más baja sea la velocidad del escurrimiento.

Usando el nomograma para canales se sección triangular y fijando un ancho de escurrimiento razonable, puede obtenerse el caudal que debe ser interceptado, y éste a su vez puede servir de base para calcular la separación entre los tragantes.

Se sugiere como un criterio conveniente, localizar las entradas a una distancia tal que el ancho del escurrimiento en el asfalto no exceda de 1.20 metros.

Se considera el caso de calles con un bombeo o pendiente transversal del 2%.

Para este caso se ilustra y explica la figura 23:

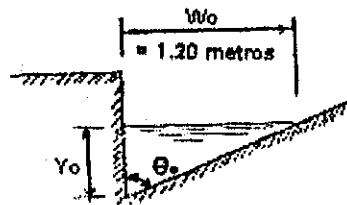


Figura 23

$$z = \text{tang } \theta_0 = \frac{1}{0.02} = 50$$

con $n = 0.014$ (asumido)

$$\frac{z}{n} = \frac{50}{0.014} = 3570$$

Para $W_0 = 1.20$ (figura 23)

$$y_0 = \frac{1.20}{z} = \frac{1.20}{50} = 0.024 \text{mts}$$

Expresado en sistema inglés, $y_0 = 0.024 \times 3.28 = 0.0788 \text{pies}$

Con $Z/n = 3570$ e $y_0 = 0.0788 \text{pies}$, se obtiene para pendientes longitudinales del 0.1% al 10% los caudales siguientes:

S	Q_0 (pcs)	$Q_0 \left(\frac{m^3}{seg} \right)$	Separación d_s (mts)
0.001	0.07	0.00199	19.75
0.01	0.23	0.00654	65.00
0.03	0.40	0.01137	113.00
0.05	0.50	0.01420	141.00
0.08	0.65	0.01850	184.00
0.10	0.72	0.02040	202.00

Para obtener la separación d_s , se ha procedido así:

El caudal de escorrentía viene dado por:

$$Q_0 = \frac{C.I.A.}{360}$$

En la cual,

$$C = 0.50$$

$$I = 145 \text{ mm/hora}$$

Obtenida esta última de la fórmula

$$I = \frac{5915.7}{t + 35.8}, \text{ con } t = 5 \text{ minutos}$$

Asumiendo un ancho de calle de 10.00 metros.

$$A = (\text{Ancho de la calle} / 2) \times d_s = 5d_s / 10,000 (\text{Ha})$$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación $Q_0 = \frac{C.I.A.}{360}$ se obtiene

$$Q_0 = \frac{0.5 \times 145 \times 5 d_s}{360 \times 10000}$$

y despejando d_s :

$$d_s = \frac{360 \times 10000 Q_0}{0.5 \times 145 \times 5} = 9930 Q_0$$

Multiplicando los valores de la columna 3 del cuadro anterior por 9930, se han obtenido los valores de la columna 4.

Como puede observarse, en el caso de pendientes muy planas (menores del 1%), el agua tiende a desplayarse en el asfalto dando origen a que la separación de entradas sea muy pequeña y por consiguiente antieconómica. Se sugiere para estos casos, fijar una distancia de separación máxima de 50 mts, haciendo caso omiso del ancho alcanzado por el escurrimiento, ya que con esta norma, se tendrá después de ser interceptada la escorrentía e inmediatamente aguas debajo de la entrada, un cómodo paso para peatones, o bien incrementar la pendiente transversal de la calle, con lo cual puede reducirse al ancho de la avenida y permitiendo por ello una mayor separación entre tragantes.

3.2.2 DETERMINACIÓN DE LOS CAUDALES DE DISEÑO

Aquí en nuestro medio, para el diseño de los tubos de tormenta, se ha venido usando, desde hace ya mucho tiempo, el método racional como tradición. Esto obedece a que este método da los resultados más confiables una vez que se hayan determinado con suficiente aproximación las características físicas del área a drenar, como lo son el grado de impermeabilidad de las superficies y la extensión de éstas, así también

como cuando se cuenta con la intensidad de la lluvia por registros pluviográficos en un tiempo razonable, que normalmente oscila entre los 100 y los 30 años. En lo que se refiere en particular a la forma de determinar los caudales de diseño para los tragantes, no existe un método que antes haya sido propuesto en forma específica; por esta razón se tratará la forma de trabajar este problema con la sustentación técnica dada en la tesis del Ingeniero Victor Hugo González Wilhelm.

La determinación del caudal puede efectuarse por el método racional, empleándose la fórmula

$$Q_0 = \frac{C.I.A.}{360}$$

En la que,

- Q_0 Es el caudal que llega a la entrada en metros cúbicos por segundo
- C Es el coeficiente de escorrentía o sea la relación entre el agua escurrida y la cantidad de lluvia precipitada en el área.
- I Es la intensidad de lluvia en milímetros por hora
- A Es el área a drenar expresada en hectáreas

Para determinar el coeficiente de escorrentía "C", se puede hacer uso de la tabla "Cuadro de factores de impermeabilidad de acuerdo al tipo de superficie" (página 62), en la cual se muestran los valores de "C".

Cuadro de factores de impermeabilidad de acuerdo al tipo de Superficie

Tipo de Superficie	Factor de Impermeabilidad
Superficies impermeables de techos	0.75 a 0.95
Pavimentos de asfalto en buen estado	0.85 a 0.90
Pavimento de concreto en buen estado	0.70 a 0.90
Pavimento de piedra o ladrillo con juntas impermeables	0.40 a 0.70
Calles macadamizadas	0.25 a 0.60
Parques, prados, jardines, canchas, Etc.	0.05 a 0.25
Suelos impermeables con pendientes del 1% al 2%	0.40 a 0.65
Suelos impermeables con césped y pend. del 1% al 2%	0.30 a 0.55
Suelos ligeramente permeables con pend. del 1% al 2%	0.15 a 0.40
Suelos ligeramente permeables con césped y pendientes del 1% al 2%	0.10 a 0.30
Suelos moderadamente permeables con pendientes del 1% al 2%	0.05 a 0.20
Suelos moderadamente permeables con césped y pendientes del 1% al 2%	0.01 a 0.10
Bosques y tierras cultivadas	0.01 a 0.20

El área A depende de la separación a que se coloquen los tragantes. Suponiendo que éstos se instalan en las esquinas de las manzanas, la separación entre tragantes puede considerarse de 100 metros y por consiguiente el área contribuyente será igual al producto del ancho de la calle entre los rostros de las casas por esta distancia, suponiendo un área completamente urbanizada; si se tuviera el caso de una zona que en la actualidad careciera de construcciones pero que en el futuro se espera que pudiera urbanizarse, el diseñador deberá auxiliarse de un plano topográfico, con curvas de nivel, para establecer divisorias de aguas y determinar de esta forma las áreas contribuyentes a los tragantes proyectados. Es este caso deberán evaluarse las condiciones más críticas, ya que se tiene en la

actualidad mayor área contribuyente, pero el coeficiente de escorrentía para esta área será apreciablemente mayor en el futuro, cuando se halla aumentado el grado de impermeabilidad de las superficies.

Para determinar la intensidad del diseño, se deberá hacer uso de las curvas de intensidad-frecuencia-duración o bien por medio de las fórmulas de intensidad para la zona de estudio.

Como la intensidad de lluvia que produce los máximos caudales es aquella que tiene una duración igual o mayor que el tiempo de concentración del área en estudio, es preciso determinar éste previamente. Sugiere el ingeniero Victor Hugo González Wilhelm (Tesis profesional 1,970) el siguiente procedimiento:

- 1) Encuéntrase la velocidad media del agua en la avenida, asumiendo un ancho del flujo razonable.
- 2) Encuéntrase el tiempo de concentración dividiendo la distancia de separación de los tragantes entre la velocidad media estimada en 1.

Otro elemento necesario para determinar la intensidad de diseño, es la frecuencia con que ésta se presentará; puede asumirse una frecuencia de 10 o 20 años para nuestro medio (igual en todo caso a la del diseño de la red), ya que las tormentas demasiado intensas raramente se presentan, pero lluvias fuertes no usuales, se precipitan normalmente con este intervalo de tiempo en promedio. Con estos elementos de juicio, puede ahora obtenerse la intensidad de diseño, recurriendo a las curvas de intensidad-frecuencia-duración o a las fórmulas elaboradas para la zona en estudio

Para la ciudad de Guatemala, se cuenta con los estudios realizados por los ingenieros Francisco José Ochoa U.(Tesis profesional 1,950) Y Julio Mario de la Riva L.(Tesis profesional 1,963) Quienes elaboraron este tipo de curvas con los registros de los pluviógrafos instalados en el edificio de Sanidad y en el Observatorio Meteorológico Nacional, respectivamente. En ambos trabajos fue encontrada una marcada diferencia por lo que el Ingeniero de la Riva propuso que para la zona Atlántica de drenajes se usaran las curvas del Ing. Ochoa (Tesis profesional 1,950), mientras que para la zona Pacífica se usaran las curvas obtenidas por él.

Los resultados de ambos trabajos pueden resumirse en las siguientes fórmulas:

Frecuencia	Zona Atlántica	Zona Pacífica
2 años	$I = \frac{2838}{t+18}$	$I = \frac{3624.1}{t+27.8}$
5 años	$I = \frac{3706}{t+22}$	$I = \frac{4978.1}{t+32.8}$
10 años	$I = \frac{4203.7}{t+23.2}$	$I = \frac{5915.7}{t+35.8}$
20 años	$I = \frac{4604.5}{t+24.2}$	$I = \frac{6889.1}{t+39.5}$

Las fórmulas para otros lugares de la República, tal como lo especifican los nomogramas generales para el diseño de redes de alcantarillado, que fueron calculadas por el Ingeniero Luis E. García, se muestra en el siguiente cuadro:

Localidad	2 años	5 años	10 años	20 años
Bananera	$\frac{577.15}{t+48.98}$	$\frac{7103.95}{t+53.80}$	$\frac{7961.65}{t+58.43}$	$\frac{8667.77}{t+58.43}$
Izabal				
Labor Ovalle	$\frac{977.7}{t+3.80}$	$\frac{1128.5}{t+3.24}$	$\frac{1323.5}{t+3.48}$	
Quetzaltenango				
El Pito Chocolá	$\frac{11033.6}{t+101.1}$	$\frac{11618.7}{t+92.19}$	$\frac{13455.2}{t+104.14}$	
Suchitepequez				
La Fragua	$\frac{3700.5}{t+50.69}$	$\frac{3990.5}{t+41.75}$	$\frac{4049}{t+37.14}$	
Zacapa				

Nota: En éstas fórmulas, "t" es el tiempo de concentración en minutos, "I" es la intensidad de lluvia promedio en la zona drenada en *mm/hora*.

En la actualidad este tipo de estudios es muy limitado y si se tuviera el caso de una zona en la cual no se contara con registros pluviográficos, será el buen criterio del diseñador el que tendrá que decidir, ya sea comparando la zona con otra de características similares o bien asumiendo una intensidad razonable. Tomando en cuenta que el tiempo de concentración para una Ha. Oscila entre los 4 y los 7 minutos, se piensa que una intensidad de lluvia de unos 150 *mm/hora* es un valor adecuado para usarse en estos casos.

Para finalizar la explicación, se ilustrara con el siguiente ejemplo:

Determinar el caudal de diseño para una entrada localizada a 100.00 metros de distancia de la anterior, en una calle de 10.00 metros de ancho, con un bombeo o pendiente transversal del 2% y una pendiente longitudinal del 1%, localizada en la zona pacífica de drenaje de la ciudad de Guatemala.

Asumiendo $t_c = 5$ minutos y una lluvia con frecuencia de ocurrimiento de 10 años, se obtiene de la fórmula

$$I = \frac{5915.7}{t + 35.8}$$

$$I = \frac{5915.7}{5 + 35.8} = 145 \text{ mm/hora}$$

Suponiendo una superficie de asfalto o concreto en buen estado,
Impermeabilidad = 90% (de tablas anteriores)

C = 0.5 (de tablas anteriores)

El área tributaria será:

A = ancho × longitud

$$A = 10 \times 100 = 1,000 \text{ m}^2 = 0.1 \text{ Ha.}$$

Con los valores antes encontrados,

$$Q = \frac{C.I.A.}{360} = \frac{0.5 \times 145 \times 0.1}{360} = 0.0201 \text{ mts}^3 / \text{seg}$$

Si se colocan las entradas a ambos lados de la calle,

$$Q_0 = \frac{Q}{2} = \frac{0.0201}{2} = 0.010 \text{ mts}^3 / \text{seg}$$

$$Q_0 = 10 \text{ litros} / \text{seg} \approx 0.352 \text{ p.c.s.}$$

3.3 Normas municipales de la ciudad de Guatemala para la construcción de alcantarillado pluvial

Reglamento
Para diseño y construcción
De drenajes

Dirección de aguas y drenajes
Guatemala C.A.

DISPOSICIÓN DE LAS AGUAS PLUVIALES

- Se denominan aguas pluviales a las aguas de escorrentía que provenientes de las lluvias corren a través de las zonas urbanas y sus alrededores.

- Para el propósito de la disposición de la Ciudad se dividirá en las zonas siguientes:

- 1) Zona Atlántica de drenajes, la localizada al norte de la

- 1) Zona Atlántica de drenajes, la localizada al norte de la divisoria de agua.
 - 2) Zona Pacífica de drenajes, la localizada al sur de la divisoria de aguas.
- En la Zona Atlántica de drenajes las aguas pluviales se dispondrán en un sistema de drenajes del tipo conocido como -combinado-.
 - En la Zona Pacífica de drenajes las aguas pluviales se dispondrán en un sistema de drenajes del tipo conocido como -separativo-, salvo en el área tributaria al colector Reformita-Mariscal-Roosevelt, en el que podrán ser dispuestas en un sistema de drenajes del tipo conocido como -combinado-.
 - En todo nuevo trabajo de drenajes efectuados en la Zona Pacífica las lotificadoras deberán dejar totalmente construido, en lo que respecta al área de su lotificación, el drenaje conocido como separativo, encauzado las aguas pluviales hacia las barrancas cercanas, de acuerdo al Plan Maestro de drenajes de la Ciudad de Guatemala.

DEFINICIONES DE TÉRMINOS Y CLASIFICACIÓN DE DRENAJES

- 100-c) **AGUAS PLUVIALES:** Son las aguas de escorrentía que provenientes de las lluvias, corren a través de las zonas urbanas y sus alrededores.
- 101-a) **SISTEMA DE DRENAJE:** Es el conjunto de tuberías o conductos, cerrados y que normalmente trabajan como canales, a través de los cuales corren solas o combinadas, las aguas cloacales y / o pluviales.
- 101-b) Respecto a su uso los sistemas de drenaje se clasifican en:
- 1) **SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO:** El formado por un solo conducto, a través del cual corren únicamente las aguas cloacales.

- 2) **SISTEMA DE DRENAJES DE TORMENTA:** El formado por un solo conducto, a través del cual corren únicamente las aguas pluviales.
 - 3) **SISTEMA DE DRENAJES COMBINADO:** El formado por un solo conducto, a través del cual corren tanto las aguas cloacales como las pluviales.
 - 4) **SISTEMA DE DRENAJE SEPARATIVO:** El formado por dos conductos en forma tal que por uno corren únicamente las aguas cloacales y por el otro exclusivamente las aguas pluviales.
- 101-c) Un sistema de drenajes puede estar formado de las siguientes partes:
- 1) **RAMALES PRINCIPALES O TUBERÍAS CENTRALES:** Son los conductos que colectando las aguas cloacales, pluviales o ambas, están situados al centro de las calles.
 - 2) **RAMALES SECUNDARIOS:** Son los conductos que reciben las aguas cloacales, pluviales o ambas provenientes de las residencias, instituciones, fábricas, Etc., y que son conectados directamente a los ramales principales.
 - 3) **RAMALES COLECTORES O INTERCEPTORES:** Son los conductos que colectan las aguas cloacales, pluviales o ambas, provenientes de los ramales principales, los cuales generalmente están situados a mayores profundidades que éstos.
 - 4) **COLECTORES MADRES O PRINCIPALES:** Son los conductos que colectan las aguas cloacales, pluviales o ambas, provenientes de los ramales colectores, y que los conducen a plantas de tratamiento o a su disposición final en las cañadas de desfogue.
 - 5) **TRAGANTES:** Son las aberturas que en las superficies de las calles o en los bordillos, dan acceso a las aguas pluviales a los tubos de drenaje.

SISTEMA DE DRENAJES DE TORMENTA

- 200-a) Un sistema de drenajes es aquel que está de acuerdo con la sección 101-b-2, y en el cual no pueden correr bajo ningún concepto las aguas definidas en las secciones 100-a y 100-b.

201 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL

- 201-a) La determinación del caudal se efectuará por el método racional

$$Q = \frac{C.I.A.}{360}$$

Donde:

- Q = Es el caudal en metros cúbicos por segundo
C = Es la relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área
I = Es la intensidad de lluvia en un milímetro por hora
A = Es el área a drenar en hectáreas

- 201-b) **INTENSIDAD DE LLUVIA:** Se determinará de acuerdo con las fórmulas para la Ciudad de Guatemala en la forma siguiente:

Zona Atlántica, para tuberías menores de 1.50 mts. de diámetro

$$I = \frac{4604.5}{t + 24.2}$$

Zona Atlántica, para tuberías mayores de 1.50 mts. de diámetro

$$I = \frac{4203.7}{t + 23.2}$$

Zona Pacífica, para tuberías menores de 1.50 mts. de diámetro

$$I = \frac{6889.1}{t + 39.5}$$

Zona Pacífica, para tuberías mayores de 1.50 mts. de diámetro

$$I = \frac{5915.7}{t + 35.8}$$

En donde t es el tiempo de concentración en minutos, y será determinado de la forma siguiente:

En tramos iniciales de acuerdo a la tabla 201-b

En tramos consecutivos de acuerdo con la fórmula:

$$t_2 = t_1 + \frac{L}{60V_1}$$

Donde:

- | | |
|-------|--|
| t_1 | Es el tiempo de concentración en el tramo anterior en minutos |
| L | Es la longitud del tramo anterior en metros |
| v_1 | Es la velocidad a sección llena en el tramo anterior en metros por segundo |

En tramos concurrentes t_1 se tomará igual al del tramo de mayor tiempo de concentración.

201-c) COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA: El porcentaje de impermeabilidad se determinará de acuerdo con la siguiente fórmula.

$$C = \frac{\sum c.a}{\sum a}$$

Donde:

C.A. Es la suma de los productos de las áreas parciales multiplicado por su correspondiente valor de impermeabilidad relativa, dada con la tabla 201-c

a Es la suma de las áreas parciales

Para propósito de determinar el porcentaje de impermeabilidad, se dividirán las zonas a drenar en diferentes distritos, en los que cada uno de ellos tenga aproximadamente la misma densidad de área construida, calles pavimentadas, parqueos, jardines, Etc.

201-d) **ÁREA A DRENAR:** Se determinará sumando al área de las calles, el área de los lotes que son tributarios al ramal en estudio.

202 RAMALES PRINCIPALES

202-a) **DISEÑO DE SECCIONES Y PENDIENTES:** Se efectuará haciendo uso de las fórmulas siguientes:

$$Q = V.A \qquad V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

Q = Es el gasto en metros cúbicos por segundo, determinado, de acuerdo con la sección 201.

A = Es el área de la sección de la corriente en metros cuadrados.

V = Es la velocidad en metros por segundo.

R = Es el radio hidráulico en metros.

S = Es la pendiente en metro por metro.

n = Es el coeficiente de rugosidad, el cual variará según el caso en la forma siguiente:

$n = 0.015$ para tubos de concreto de 0.60 mts. o menos de diámetro

$n = 0.013$ para tubos de concreto mayores de 0.60 mts de diámetro.

207 TRAGANTES

- 207-a) Los tragantes se colocarán en todos los puntos bajos o simas de las calles, así como en las intersecciones de éstas de manera que la avenida no atraviese la bocacalle, y además cuando el volumen de la avenida lo requiriera; más con todo no podrán estar separados entre sí por una distancia mayor de 100 mts.
- 207-b) En calles de tráfico intenso no se podrán usar tragantes en que la entrada esté formada por depresión en el pavimento.
- 207-c) Respecto al diseño de la tubería de conexión se regirá por la sección 203-a, 203-b, 203-d, más siendo el diámetro mínimo de 0.30 mts.
- 207-d) El tipo de tragante a usarse depende de las circunstancias pero deberá estar de acuerdo con los modelos que aparecen en el apéndice.
- 207-e) El tirante de la avenida no podrá ser mayor de 0.03 mts. de alto y su ancho no podrá ser mayor de 0.75 mts.

SISTEMA DE DRENAJES COMBINADO

407 TRAGANTES

Estas estructuras se regirán de acuerdo a su propósito y diseño, conforme a lo estipulado en la sección 207.

MATERIALES Y REQUISITOS ESTRUCTURALES

613 CONDICIONES REQUERIDAS EN LOS POZOS DE VISITA Y TRAGANTES

- 613-a) Las paredes se construirán en tal forma que resistan las presiones laterales a que puedan estar sujetas.
- 613-b) Las cimentaciones deben ser construidas en forma tal que puedan ser capaces de resistir la carga del peso propio de la estructura como la del agua que pueda contener.

CONSTRUCCIONES

700 SITUACIONES DE LAS TUBERÍAS

- 700-a) Las tuberías de los ramales principales de un sistema combinado se localizarán en el eje central de las calles y avenidas.
- 700-b) Las tuberías de los ramales principales de un sistema separativo, se localizarán en la siguiente forma:
 - 1) Las del drenaje sanitario, un metro al sur del eje central de las calles y un metro al occidente del eje central de las avenidas.
 - 2) Las del drenaje de tormenta, un metro al norte del eje central de las calles y un metro al oriente del eje central de las avenidas.
- 700-c) En las calles o avenidas cuyo derecho de vía sea mayor de 40.00 mts, se colocarán tuberías de drenaje en ambos costados, y en el caso de un sistema de drenajes del tipo separativo, las tuberías del drenaje de tormenta deberán estar más cercanas al eje central de las vías.
- 700-d) Las tuberías de drenaje no podrán colocarse en la misma zanja que la de las tuberías de agua potable; y la mínima distancia horizontal entre ellas será:

- 1) Aguas cloacales - agua potable 1.50 mts.
- 2) Aguas de lluvia - agua potable 1.00 mts.

709 POZOS DE VISITA Y TRAGANTES

- 709-a) Los pozos de visita y tragantes podrán ser construidos con concreto o ladrillo de barro cocido.
- 709-b) Si son construidos con concreto, la mezcla deberá ser de una proporción mínima de 1:2:4 y su espesor mínimo de 0.10 mts.
- 709-c) Si son construidos con ladrillo de barro cocido, éstos deberán unirse con un mortero de cemento y arena de la proporción 1:3; y revestidos en su interior con un enlucido del mismo mortero de un espesor mínimo de 0.02 mts.
- 709-d) El fondo de los pozos de visita se construirá siempre de concreto, debiendo ser la mezcla de una proporción mínima de 1:2:4 y de un espesor mínimo de 0.20 mts.
- 709-e) El fondo de los tragantes se construirá siempre de concreto debiendo ser la mezcla de una proporción mínima de 1:2:4 y de un espesor mínimo de 0.20 mts.



1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support informed decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and aligned with the organization's goals.

6. The sixth part of the document provides a detailed overview of the data collection process, including the identification of data sources, the design of data collection instruments, and the implementation of data collection procedures.

7. The seventh part of the document discusses the various methods used for data analysis, such as descriptive statistics, inferential statistics, and qualitative analysis. It explains how these methods are used to interpret the data and draw meaningful conclusions.

8. The eighth part of the document focuses on the presentation of data, including the use of tables, charts, and graphs. It provides guidelines for creating clear and concise reports that effectively communicate the results of the data analysis.

9. The ninth part of the document discusses the importance of data security and privacy. It outlines the measures that should be taken to protect sensitive data from unauthorized access, loss, or disclosure.

10. The tenth part of the document concludes by emphasizing the value of data in driving organizational success. It encourages the organization to embrace a data-driven culture and to continuously improve its data management practices.

CAPÍTULO IV

ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PROPUESTAS PARA EL DRENAJE PLUVIAL

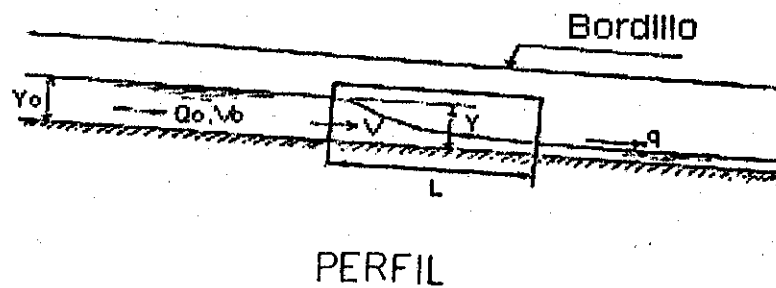
4.1 Alternativas Propuestas

Es importante explicar en qué consistirán las alternativas que se proponen, de acuerdo al siguiente orden:

- a) Entradas de bordillo sin depresión
- b) Entradas de bordillo con depresión
- c) Entradas de coladera o de rejas
- d) Entradas de bordillo con deflectores

4.1.1 *ENTRADAS DE BORDILLO SIN DEPRESIÓN*

Para comprender el comportamiento hidráulico de una entrada de bordillo sin depresión, imaginar una abertura de bordillo en una corriente recta sin depresión, como lo indica la figura 24.



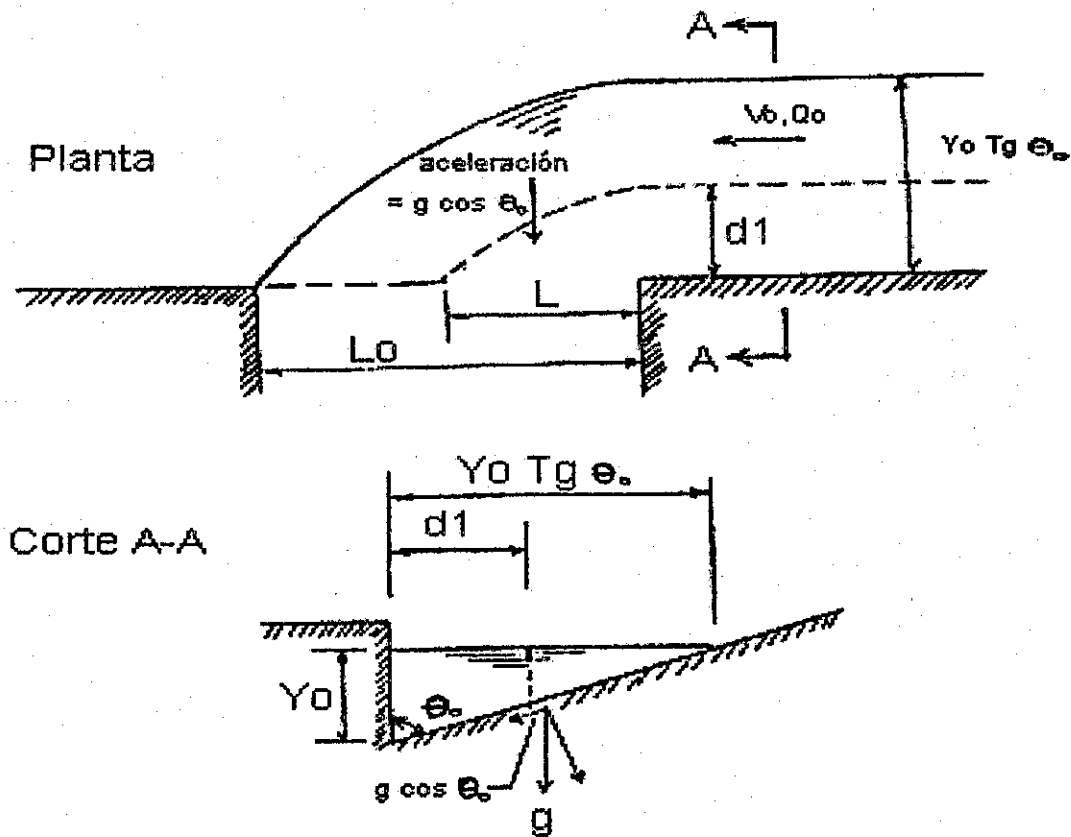


Figura 24

En donde:

A_o = Área de la sección transversal del flujo en la avenida (*pies*²)

g = Aceleración de la gravedad (*pies/seg*²)

L = Longitud de la abertura de bordillo (*pies*)

L_o = Longitud de la abertura de bordillo para capturar la totalidad del caudal de la avenida.

Q = Descarga dentro de la entrada de bordillo (*pies*³/*seg*)

Q_o = Gasto de la avenida (*pies*³/*seg*)

q = Caudal que pasa de la entrada sin ser interceptado (*pies*³/*seg*)

s = Pendiente longitudinal de la calle (*pies/pies*)

V = Velocidad media del flujo en la avenida (*pies/seg*)

V_o = Velocidad media del flujo en la avenida (*pies/seg*)

- y = Profundidad del agua en el bordillo (pies)
- y_0 = Profundidad del agua en el bordillo (pies)
- θ = Ángulo entre la sección transversal de la calle y la vertical
- θ_0 = Ángulo entre la sección transversal de la calle y la vertical
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning

4.1.2 ENTRADAS DE BORDILLO CON DEPRESIÓN

Al diseñar una entrada con depresión, deben conocerse las características de la calle, incluyendo: la pendiente longitudinal, el bombeo transversal, y la rugosidad. También el gasto de la avenida, el coeficiente de rugosidad de Manning. En la figura 25 se observa el comportamiento hidráulico de la avenida en la entrada de tragante de tormenta con depresión.

$$V_0^2/2g + Y_0 + Z = V^2/2g + Y + \text{Pérdidas de carga en la transición } L1$$

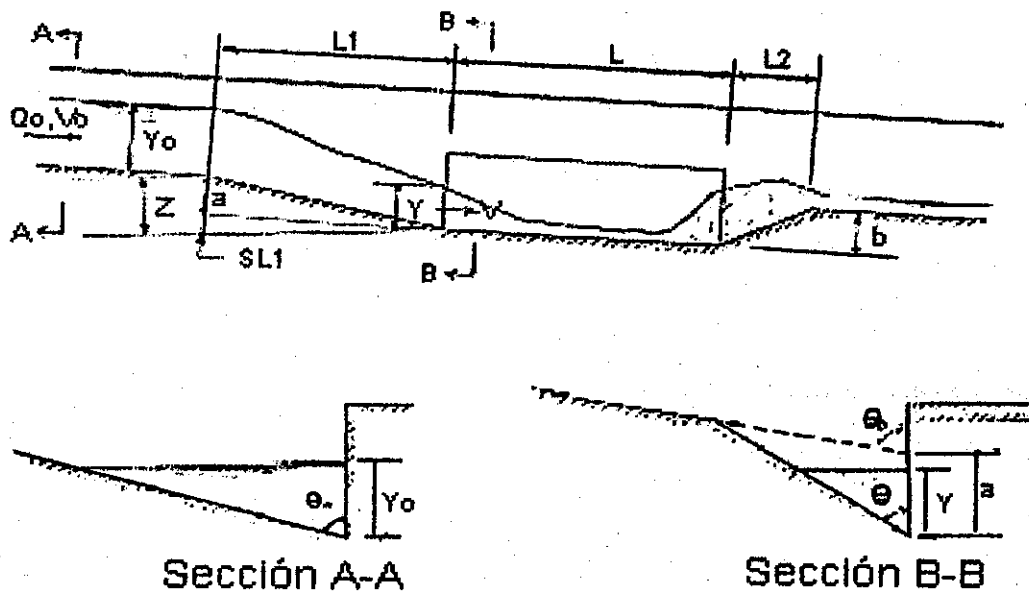


Figura 25

En donde:

- Q_0 = Caudal en la avenida (pies^3/seg)
- Q = Descarga dentro de la entrada (pies^3/seg)
- Q = Caudal que pasa la entrada sin ser interceptado (pies^3/seg)
- y_0 = Profundidad del agua de la avenida, en el bordillo (pies)
- y = Profundidad del agua en el bordillo, en el extremo de aguas arriba de la entrada (pies)
- A_0 = Área de la sección transversal del flujo en la avenida, correspondiente a " y_0 " (pies^2)
- A = Área de la sección transversal del flujo en la depresión, correspondiente a " y " (pies^2)
- θ_0 = Ángulo entre la sección transversal de la calle y la vertical
- θ = Ángulo entre la sección transversal de la depresión y la vertical
- V_0 = Velocidad media del agua en la avenida (pies/seg)
- V = Velocidad media del agua en el extremo aguas arriba de la abertura de bordillo, en la depresión
- s = Pendiente longitudinal de la calle (pies/pies)
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning
- L = Longitud de la entrada (pies)
- L_1 = Longitud de la transición de aguas arriba de la depresión (pies)
- L_2 = Longitud de la transición de aguas debajo de la depresión (pies)
- W = Ancho de la depresión (pies)
- a = Altura de la depresión (pies)
- g = Aceleración de la gravedad (pies/seg^2)
- E = Energía
- F = Número de Freud
- K y C = Constantes

En el caso de entradas sin depresión, se tiene que $y=y_0$; esto no sucede en el caso de entradas con depresión, ya que la profundidad " y " en el extremo de aguas arriba de la abertura es diferente de la profundidad " y_0 " en la avenida.

Debido a la presencia de la depresión, el agua generalmente se levanta cerca del extremo de aguas debajo de la abertura, en forma de un salto hidráulico, incrementando de esta manera la cantidad de agua capturada por la entrada.

4.1.3 ENTRADAS DE COLADERA O DE REJAS

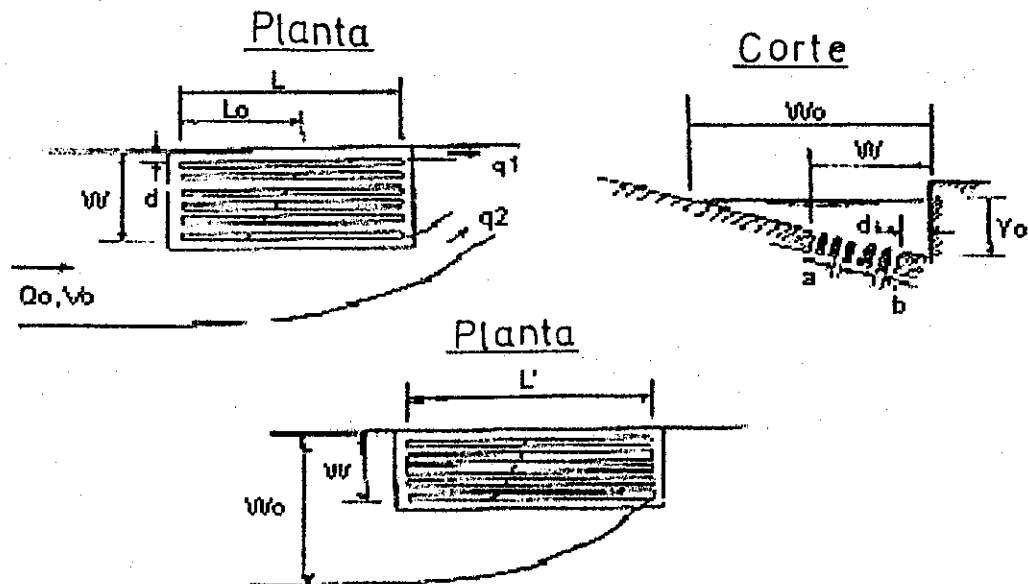


Figura 26

En donde:

- Q_0 = Gasto en la avenida (pies^3/seg)
- Q = Descarga dentro de la entrada (pies^3/seg)
- q = Caudal que pasa la entrada sin ser capturado (pies^3/seg)
- q_1 = Parte de "q" que pasa entre el bordillo y la reja
- q_2 = Parte de "q" que pasa entre la reja y el centro de la calle
- q_3 = Parte de "q" que pasa encima de la reja sin ser capturado
- L = Longitud de la entrada (pies)
- L' = Longitud de reja requerida para capturar " q_2 " (pies)

- Lo** = Longitud de reja requerida para capturar totalmente la parte del caudal que pasa sobre ella (pies)
d = Distancia entre el bordillo y la primera hendidura de reja (pies)
W = Ancho de la reja (pies)
Wo = Ancho del flujo en la avenida
 y_0 = Profundidad del agua en el bordillo (pies)
 y' = Profundidad del agua en el extremo exterior de la reja (pies)
Vo = Velocidad media del agua en la avenida
 θ_0 = Ángulo entre la sección transversal de la calle y la vertical
n = Coeficiente de rugosidad de Manning
s = Pendiente longitudinal de la calle (*pies/pies*)
g = Aceleración de la gravedad (*pies/seg²*)

En una entrada de rejas como la mostrada en la figura 26, la parte del caudal que pasa aguas debajo de la misma sin ser interceptado, tiene tres componentes que son:

- 1) La porción del agua que pasa entre el bordillo y la primera hendidura de la reja, q_1 .
- 2) La parte del flujo que pasa entre la reja y el centro de la calle, q_2 .
- 3) La parte del flujo que pasa propiamente por encima de la reja sin ser tragado, q_3 .

De acuerdo a las condiciones y a lo requerido por el diseñador, en algunos casos se requiere captar el 100% del caudal en una entrada solamente sin dejar pasar cierta cantidad del caudal al siguiente tragante, es importante mencionar que la longitud requerida depende también del ancho escogido de la reja, Q , es interesante conocer qué ancho de reja debe ser usado.

Las rejas largas y angostas son tan buenas como las cortas y anchas, pero por lo general se sugiere utilizar las rejas largas y angostas.

Las entradas con deflectores tienen la particularidad de que su capacidad es mayor, mientras mayor es la pendiente longitudinal de la calle en la cual son instaladas, a la inversa de lo que sucede con los otros tipos de entradas anteriormente vistos.

Además, como la parte superior de los deflectores se ponen a nivel con el pavimento, éstos ocasionan menor molestia al tráfico que una entrada de bordillo con depresión. Dicha situación se puede observar mejor en la figura número 27.

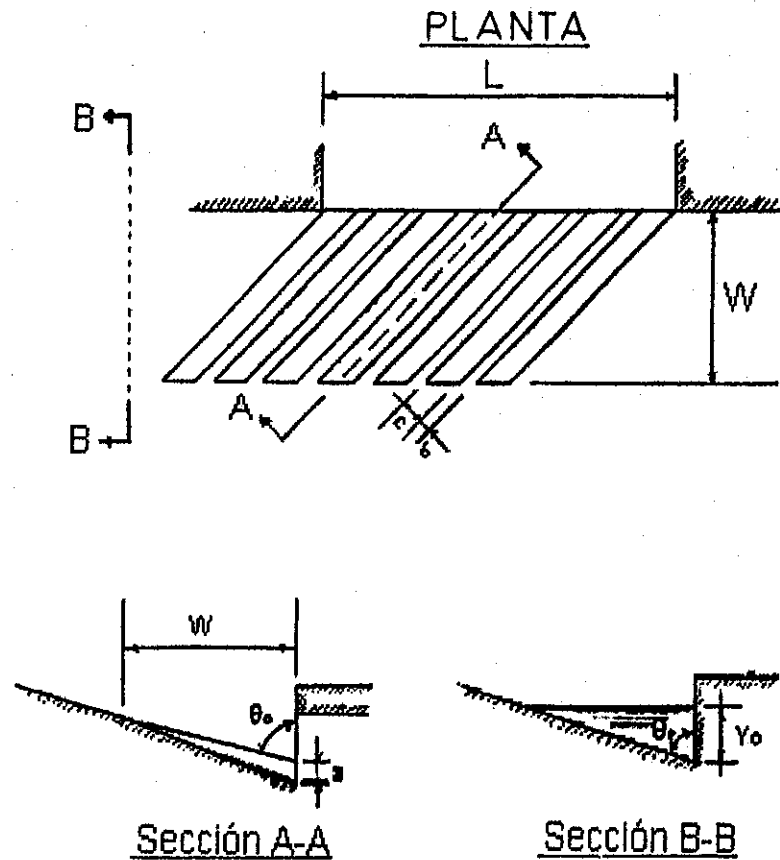


Figura 27

De donde:

- a = Altura de los deflectores en la línea del bordillo
- b = Ancho de los deflectores
- c = Ancho de surcos o distancia libre entre deflectores
- g = Aceleración de la gravedad

- g** = Aceleración de la gravedad
- L** = Longitud de la abertura de bordillo
- N** = $((L \times \text{sen } \alpha - c)/(b + c))$
- n** = Coeficiente de rugosidad de Manning
- Q₀** = Gasto en la avenida en (Pies³/seg)
- s** = Pendiente longitudinal de la calle
- V₀** = Velocidad media del agua en la avenida
- W** = Ancho del área de deflectores
- y₀** = Tirante del agua en el bordillo
- α** = Ángulo entre deflectores y bordillo
- θ_0** = Ángulo entre la sección transversal de la calle y la vertical

Para el diseño adecuado de este tipo de entradas, se debe considerar que la capacidad de la entrada aumenta con el valor de W. El valor de W debe seleccionarse de acuerdo a los siguientes factores:

- a) Ancho del flujo en la avenida
- b) Consideraciones económicas
- c) La distancia más allá de la cual considere el diseñador que es inconveniente extender los deflectores

Solo se puede diseñar para pendientes longitudinales máximas de 9.48% y pendientes mínimas de 2.82%.

CAPÍTULO V

CÁLCULO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

Para el desarrollo de este capítulo, se procederá de la siguiente forma:

- 1) Cálculo del caudal de diseño para las rampas 1,2,3 y 4, de acuerdo a la pendiente, de las cuales se tomara el siguiente orden:
sector A=0.36% de pendiente
sector B=14.4% de pendiente y
sector C=13.8% de pendiente

Para los cuales se tomaron períodos de diseño de 10 años y 20 años respectivamente.

- 2) Cálculo de entra de Bordillo sin depresión, para caudales de 10 años y 20 años, con bombeos del 2% y 3%.
- 3) Cálculo de entrada de Bordillo con depresión, para caudales de 10 años y 20 años, con bombeo del 2% y 3%.
- 4) Cálculo de entradas de Coladera o de rejas, para caudales de 10 años y 20 años, con bombeo del 2% y 3%.
- 5) Cálculo de entradas de bordillo con deflectores, para caudales de 10 años y 20 años, con bombeo del 2% y 3%.

5.1) *Cálculo del caudal de diseño*

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

$$\text{Área (mts)} = \text{Longitud} \times \text{Ancho}$$

$$\text{Área (mts)} = 40.0003 \times 20$$

$$\text{Área} = 800.01 \text{ mts}^2 = 0.08 \text{ Hectáreas}$$

Observaciones:

Se utilizará la formula racional para el cálculo del caudal.

$$Q = \frac{CIA}{360} (\text{mts}^3/\text{seg})$$

Datos:

- Coeficiente de escorrentía = 0.85
- La zona de influencia pertenece a : "Zona Atlántica de la Capital"
- Fórmula de intensidad para 10 años

$$I_{(10)} = \frac{4203.7}{t + 23.2}$$

- Fórmula de intensidad para 20 años

$$I_{(20)} = \frac{4604.5}{t + 24.2}$$

- Tiempo de concentración $t = 5$ minutos

Cálculo del caudal en 10 años:

$$I_{(10)} = \frac{4203.7}{t + 23.2} = \frac{4203.7}{5 + 23.2} = 149.0673 \text{ mm/hora}$$

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.85 \times 14.0673 \times 0.08}{360} = 0.028157 \text{ mts}^3/\text{seg}$$
$$\approx 0.993596 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Cálculo del caudal en 20 años:

$$I_{(20)} = \frac{4604.5}{t + 24.2} = \frac{4604.5}{5 + 24.2} = 157.6883562 \text{ mm/hora}$$

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.85 \times 157.688356 \times 0.08}{360} = 0.029786 \text{ mts}^3/\text{seg}$$
$$\approx 1.051059 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Área (mts) = Longitud \times Ancho

Área (mts) = 40.41×20

$$\text{Área} = 808.25 \text{ mts}^2 = 0.080825 \text{ Hectáreas}$$

Observaciones:

Se utilizará la fórmula racional para el cálculo del caudal.

$$Q = \frac{CIA}{360} (\text{mts}^3/\text{seg})$$

Datos:

- Coeficiente de escorrentía = 0.85
- La zona de influencia pertenece a: "Zona Atlántica de la Capital"
- Fórmula de intensidad para 10 años

$$I_{(10)} = \frac{4203.7}{t + 23.2}$$

- Fórmula de intensidad para 20 años

$$I_{(20)} = \frac{4604.5}{t + 24.2}$$

- Tiempo de concentración $t = 5$ minutos

Cálculo del caudal en 10 años:

$$I_{(10)} = \frac{4203.7}{t + 23.2} = \frac{4203.7}{5 + 23.2} = 149.0673 \text{ mm/hora}$$

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.85 \times 14.0673 \times 0.080825}{360} = 0.028447 \text{ mts}^3/\text{seg}$$
$$\approx 1.003842 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Cálculo del caudal en 20 años:

$$I_{(20)} = \frac{4604.5}{t + 24.2} = \frac{4604.5}{5 + 24.2} = 157.6883562 \text{ mm/hora}$$

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.85 \times 157.688356 \times 0.080825}{360} = 0.030093 \text{ mts}^3/\text{seg}$$
$$\approx 1.061898 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

$$\text{Área (mts)} = \text{Longitud} \times \text{Ancho}$$

$$\text{Área (mts)} = 60.56 \times 20$$

$$\text{Área} = 1211.34 \text{ mts}^2 = 0.121134 \text{ Hectáreas}$$

Observaciones:

Se utilizará la fórmula racional para el cálculo del caudal.

$$Q = \frac{CIA}{360} (\text{mts}^3/\text{seg})$$

Datos:

- Coeficiente de escorrentía = 0.85
- La zona de influencia pertenece a: "Zona Atlántica de la Capital"
- Fórmula de intensidad para 10 años

$$I_{(10)} = \frac{4203.7}{t + 23.2}$$

- Fórmula de intensidad para 20 años

$$I_{(20)} = \frac{4604.5}{t + 24.2}$$

- Tiempo de concentración $t = 5$ minutos

Cálculo del caudal en 10 años:

$$I_{(10)} = \frac{4203.7}{t + 23.2} = \frac{4203.7}{5 + 23.2} = 149.0673 \text{ mm/hora}$$

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.85 \times 149.0673 \times 0.121134}{360} = 0.0426 \text{ mts}^3/\text{seg}$$
$$\approx 1.5032 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Cálculo del caudal en 20 años:

$$I_{(20)} = \frac{4604.5}{t + 24.2} = \frac{4604.5}{5 + 24.2} = 157.6883562 \text{ mm/hora}$$

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0.85 \times 157.688356 \times 0.121134}{360} = 0.045098 \text{ mts}^3/\text{seg}$$
$$\approx 1.5914 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Observaciones:

Se asume que el bombeo ira del centro de la calle a las orillas, por lo tanto el caudal encontrado se dividirá en dos, ya que se espera que los tragantes se coloquen en los extremos de la calle.

Caudales en pies cúbicos por segundo

Sector	Pendiente	$Q_{(10\text{años})}$	$Q_{(20\text{años})}$
A	0.36%	$0.4968 P^3 / \text{seg}$	$0.5255 P^3 / \text{seg}$
B	14.4%	$0.5019 P^3 / \text{seg}$	$0.5309 P^3 / \text{seg}$
C	13.8%	$0.7516 P^3 / \text{seg}$	$0.7957 P^3 / \text{seg}$

Caudales en metros cúbicos por segundo

Sector	Pendiente	$Q_{(10\text{años})}$	$Q_{(20\text{años})}$
A	0.36%	$0.0141 \text{ mts}^3 / \text{seg}$	$0.0149 \text{ mts}^3 / \text{seg}$
B	14.4%	$0.0142 \text{ mts}^3 / \text{seg}$	$0.0150 \text{ mts}^3 / \text{seg}$
C	13.8%	$0.0213 \text{ mts}^3 / \text{seg}$	$0.0225 \text{ mts}^3 / \text{seg}$

5.2) Cálculo de entrada de bordillo sin depresión

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 10 años ($Q_{(10\text{años})}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Calcular la relación

$$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}} = \frac{0.4968}{\sqrt{0.0036/0.014}} = 0.11592$$

- Para bombeo del 2%

$$\text{Tang. } \theta_0 = \frac{1}{\text{bombeo}} = \frac{1}{0.02} = 50$$

- Buscar la relación en la gráfica 1 de apéndice B

$$\frac{Q}{L} = 0.0575$$

- Si $Q_0 = 0.4968 \text{ pies}^3/\text{seg}$ ($0.0141 \text{ mts}^3/\text{seg}$)

$$L = \frac{0.4968}{0.0575} = 8.64 \text{ pies} \\ \approx 2.63 \text{ metros}$$

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 10 años ($Q_{(10años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Calcular

RELACIÓN	BOMBEO 3%	RELACIÓN	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.11592	33.33	0.07013	0.4968 P^3/seg	7.08 Pies
			0.0141 m^3/seg	2.16 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 20 años ($Q_{(20años)}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Calcular

RELACIÓN	BOMBEO 2%	RELACIÓN	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.12262	50.00	0.0592	0.5255 P^3/seg	8.88 Pies
			0.0149 m^3/seg	2.71 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 20 años ($Q_{(20años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Calcular

RELACIÓN	BOMBEO 3%	RELACIÓN	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.12262	33.33	0.0778	0.5255 P^3/seg	6.74 Pies
			0.0149 m^3/seg	2.06 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 10 años ($Q_{(10años)}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Calcular

RELACIÓN	BOMBEO 2%	RELACIÓN	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.01852	50.00	0.0208	0.5019 P^3/seg	24.13 Pies
			0.0142 m^3/seg	7.35 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 10 años ($Q_{(10\text{años})}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Calcular

RELACIÓN	BOMBEO 3%	RELACIÓN	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.01852	33.33	0.0262	0.5019 P^3/seg	19.16 Pies
			0.0142 m^3/seg	5.84 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 20 años ($Q_{(20\text{años})}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Calcular

RELACIÓN	BOMBEO 2%	RELACIÓN	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.01959	50.00	0.0223	0.5309 P^3/seg	23.81 Pies
			0.0150 m^3/seg	7.26 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 20 años ($Q_{(20años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Calcular

RELACION	BOMBEO 3%	RELACION	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.01959	33.33	0.0275	0.5309 P^3/seg	19.31 Pies
			0.0150 m^3/seg	5.89 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

Caudal de 10 años ($Q_{(10años)}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

- Calcular

RELACION	BOMBEO 2%	RELACION	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.01416	50.00	0.01763	0.3758 P^3/seg	21.32 Pies
			0.0107 m^3/seg	6.50 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

Caudal de 10 años ($Q_{(10\text{años})}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

- Calcular

RELACIÓN	BOMBEO 3%	RELACIÓN	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.01416	33.33	0.02231	0.3758 P ³ /seg	16.84 Pies
			0.0107 m ³ /seg	5.13 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

Caudal de 20 años ($Q_{(20\text{años})}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

- Calcular

RELACIÓN	BOMBEO 2%	RELACIÓN	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.015	50.00	0.0184	0.3978 P ³ /seg	21.62 Pies
			0.01125 m ³ /seg	6.60 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

Caudal de 20 años ($Q_{(20\text{años})}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

- Calcular

RELACIÓN	BOMBEO 3%	RELACIÓN	CAUDAL	LONGITUD
$\frac{Q_0}{\sqrt{s/n}}$	Tang. θ_0	$\frac{Q}{L}$	Q	L
0.015	33.33	0.0235	$0.3978 P^3 / \text{seg}$	16.79 Pies
			$0.01125 m^3 / \text{seg}$	5.12 metros

Nota: La relación $\frac{Q}{L}$ se busca en la gráfica 1 del apéndice B

5.3) Cálculo de entrada de bordillo con depresión

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 10 años ($Q_{(10\text{años})}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Asumir las dimensiones de la depresión

a = 0.23 pies \approx 0.07 mts

W = 2.62 pies \approx 0.80 mts

L_1 = 2.30 pies \approx 0.70 mts

L_2 = 0.92 pies \approx 0.28 mts

- Calcular

$$\text{Tang } \theta = \frac{W}{\frac{W}{\text{Tang } \theta_0} + a} = \frac{2.62}{\frac{2.62}{1/0.02} + 0.23} = 9.278$$

- Interpolar en la gráfica 2 del apéndice B

$$(V_0^2/2g) + Y_0$$

Con los datos:

$$\sqrt{s/n} = \sqrt{0.0036}/0.014 = 4.28 \quad \text{y} \quad Q = 0.4968 \text{ pies}^3/\text{seg} \\ (0.0141 \text{ mts}^3/\text{seg})$$

$$(V_0^2/2g) + Y_0 = 0.15179$$

- Calcular

$$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a = 0.15179 + 0.23 = 0.38179$$

- Interpolar en la gráfica 4 del apéndice B el valor de "Y"

Con los datos:

$$E = 0.38179 \quad \text{y} \quad Q = 0.4968 \text{ pies}^3/\text{seg} \quad (0.0141 \text{ mts}^3/\text{seg})$$

$$Y = 0.17$$

- Calcular el valor de:

$$F = 2 \left(\frac{E}{Y} - 1 \right) = 2 \left(\frac{0.3817}{0.17} - 1 \right) = 2.4916$$

- Asumir

$$L = 0.75 \text{ mts} \approx 2.46 \text{ pies}$$

- Calcular

$$C = \frac{0.45}{1.12^{\frac{LF}{atang\theta}}} = 0.325$$

- Interpolar en la gráfica 8 del apéndice B el valor de $\frac{Q}{L}$

$$\text{De donde } \frac{Q}{L} = 0.2076$$

$$Q = L \times 0.2076 = 2.46 \times 0.2076 = 0.51 \text{ pies}^3/\text{seg} \text{ (0.0144 mts}^3/\text{seg)}$$

Por lo cual la Longitud $L = 0.75 \text{ mts} \approx 2.46 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 10 años ($Q_{(10\text{años})}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Asumir las dimensiones de la depresión

$$a = 0.23 \text{ pies} \approx 0.07 \text{ mts}$$

$$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$$

$$L_1 = 2.30 \text{ pies} \approx 0.70 \text{ mts}$$

$$L_2 = 0.92 \text{ pies} \approx 0.28 \text{ mts}$$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\sqrt{s/n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
8.49	4.28	$0.4968 \frac{p^3}{seg}$	0.1777	0.4078
		$0.0141 \frac{m^3}{seg}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULAR	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.174	2.6874	2.46 pies 0.75 mts	0.3066	0.202

$$Q = L \times 0.202 = 2.46 \times 0.202 = 0.4968 \text{ pies}^3/\text{seg}$$

Por lo cual la Longitud $L = 0.75 \text{ mts} \approx 2.46 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 3 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 5 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 20 años ($Q_{(20años)}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Asumir las dimensiones de la depresión

$$a = 0.23 \text{ pies} \approx 0.07 \text{ mts}$$

$$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$$

$$L_1 = 2.30 \text{ pies} \approx 0.70 \text{ mts}$$

$$L_2 = 0.92 \text{ pies} \approx 0.28 \text{ mts}$$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
9.278	4.28	0.5255 $\frac{p^3}{seg}$	0.1589	0.389
		0.0149 $\frac{m^3}{seg}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULAR	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.178	2.371	2.297 pies	0.337	0.229
		0.70 mts		

$$Q = L \times 0.229 = 2.297 \times 0.229 = 0.526 \text{ pies}^3/\text{seg} \text{ (0.0149 mts}^3/\text{seg)}$$

Por lo cual la Longitud $L = 0.70 \text{ mts} \approx 2.297 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 2 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 4 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 20 años ($Q_{(20años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Asumir las dimensiones de la depresión

$a = 0.23 \text{ pies} \approx 0.07 \text{ mts}$

$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$

$L_1 = 2.30 \text{ pies} \approx 0.70 \text{ mts}$

$L_2 = 0.92 \text{ pies} \approx 0.28 \text{ mts}$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
8.49	4.28	$0.5255 \frac{p^3}{seg}$	0.1833	0.4133
		$0.0149 \frac{m^3}{seg}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULA R	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.1785	2.631	2.46 pies	0.3091	0.218
		0.75 mts		

$$Q = L \times 0.218 = 2.46 \times 0.218 = 0.536 \text{ pies}^3/\text{seg} (0.0152 \text{ mts}^3/\text{seg})$$

Por lo cual la Longitud $L = 0.75 \text{ mts} \approx 2.46 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 3 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 5 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 10 años ($Q_{(10\text{años})}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Asumir las dimensiones de la depresión

$$a = 0.23 \text{ pies} \approx 0.07 \text{ mts}$$

$$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$$

$$L_1 = 2.30 \text{ pies} \approx 0.70 \text{ mts}$$

$$L_2 = 0.92 \text{ pies} \approx 0.28 \text{ mts}$$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
9.278	27.11	0.50 $\frac{p^3}{\text{seg}}$	0.35	0.58
		0.0142 $\frac{m^3}{\text{seg}}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULAR	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.142	6.17	6.23 pies 1.90 mts	0.06	0.081

$$Q = L \times 0.081 = 6.23 \times 0.081 = 0.50 \text{ pies}^3/\text{seg} \text{ (0.0141 mts}^3/\text{seg)}$$

Por lo cual la Longitud $L = 1.90 \text{ mts} \approx 6.23 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 2 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 4 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 10 años ($Q_{(10años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Asumir las dimensiones de la depresión

$$a = 0.33 \text{ pies} \approx 0.10 \text{ mts}$$

$$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$$

$$L_1 = 3.275 \text{ pies} \approx 1.00 \text{ mts}$$

$$L_2 = 1.31 \text{ pies} \approx 0.48 \text{ mts}$$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\sqrt{s/n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
6.452	27.11	$0.50 \frac{\text{pies}^3}{\text{seg}}$	0.39	0.7175
		$0.0142 \frac{\text{mts}^3}{\text{seg}}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULAR	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.161	6.9130	5.25 pies 1.60 mts	0.064	0.096

$$Q = L \times 0.096 = 5.25 \times 0.096 = 0.504 \text{ pies}^3/\text{seg} (0.0142 \text{ mts}^3/\text{seg})$$

Por lo cual la Longitud $L = 1.60 \text{ mts} \approx 5.25 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 3 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 6 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 20 años ($Q_{(20 \text{ años})}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Asumir las dimensiones de la depresión

$$a = 0.23 \text{ pies} \approx 0.07 \text{ mts}$$

$$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$$

$$L_1 = 2.30 \text{ pies} \approx 0.70 \text{ mts}$$

$$L_2 = 0.92 \text{ pies} \approx 0.28 \text{ mts}$$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
9.278	27.11	$0.53 \frac{p^3}{seg}$	0.36	0.59
		$0.0150 \frac{m^3}{seg}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULAR	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.15	5.87	5.58 pies	0.08	0.095
		1.70 mts		

$$Q = L \times 0.095 = 5.58 \times 0.095 = 0.53 \text{ pies}^3/\text{seg} \text{ (} 0.0150 \text{ mts}^3/\text{seg)}$$

Por lo cual la Longitud $L = 1.70 \text{ mts} \approx 5.58 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota:
- $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 2 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 4 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 20 años ($Q_{(20 \text{ años})}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Asumir las dimensiones de la depresión

$$a = 0.33 \text{ pies} \approx 0.10 \text{ mts}$$

$$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$$

$$L_1 = 3.275 \text{ pies} \approx 1.00 \text{ mts}$$

$$L_2 = 1.31 \text{ pies} \approx 0.40 \text{ mts}$$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
6.452	27.11	$0.53 \frac{p^3}{seg}$	0.40	0.73
		$0.0150 \frac{m^3}{seg}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULAR	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.164	6.872	5.41 pies	0.0612	0.098
		1.65 mts		

$$Q = L \times 0.098 = 5.41 \times 0.098 = 0.53 \text{ pies}^3/\text{seg} \text{ (} 0.0150 \text{ mts}^3/\text{seg)}$$

Por lo cual la Longitud $L = 1.65 \text{ mts} \approx 5.41 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 3 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 6 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

Caudal de 10 años ($Q_{(10años)}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

- Asumir las dimensiones de la depresión

$$a = 0.33 \text{ pies} \approx 0.10 \text{ mts}$$

$$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$$

$$L_1 = 3.275 \text{ pies} \approx 1.00 \text{ mts}$$

$$L_2 = 1.31 \text{ pies} \approx 0.40 \text{ mts}$$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
6.897	26.53	$0.376 \frac{p^3}{seg}$	0.30	0.63
		$0.0116 \frac{m^3}{seg}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULA R	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.141	6.90	2.95 pies	0.162	0.13
		0.90 mts		

$$Q = L \times 0.13 = 2.95 \times 0.13 = 0.38 \text{ pies}^3/seg \text{ (} 0.0116 \text{ mts}^3/seg \text{)}$$

Por lo cual la Longitud $L = 0.90 \text{ mts} \approx 2.95 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 2 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 7 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

Caudal de 10 años ($Q_{(10años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

- Asumir las dimensiones de la depresión

$a = 0.33$ pies ≈ 0.10 mts

$W = 2.62$ pies ≈ 0.80 mts

$L_1 = 3.275$ pies ≈ 1.00 mts

$L_2 = 1.31$ pies ≈ 0.40 mts

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
6.452	26.53	$0.376 \frac{p^3}{seg}$	0.34	0.67
		$0.0116 \frac{m^3}{seg}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULAR	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.143	7.3357	4.27 pies	0.084	0.088
		1.30 mts		

$$Q = L \times 0.088 = 4.27 \times 0.088 = 0.376 \text{ pies}^3/\text{seg} (0.0116 \text{ mts}^3/\text{seg})$$

Por lo cual la Longitud $L = 1.30 \text{ mts} \approx 4.27 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 3 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 6 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

Caudal de 20 años ($Q_{(20\text{años})}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

- Asumir las dimensiones de la depresión

$$a = 0.33 \text{ pies} \approx 0.10 \text{ mts}$$

$$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$$

$$L_1 = 3.275 \text{ pies} \approx 1.00 \text{ mts}$$

$$L_2 = 1.31 \text{ pies} \approx 0.40 \text{ mts}$$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
6.897	26.53	0.398 $\frac{p^3}{seg}$	0.304	0.634
		0.0113 $\frac{m^3}{seg}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULAR	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	C	$\frac{Q}{L}$
0.144	6.74	3.28 pies 1.00 mts	0.15	0.123

$$Q = L \times 0.123 = 3.28 \times 0.123 = 0.403 \text{ pies}^3/\text{seg} (0.0114 \text{ mts}^3/\text{seg})$$

Por lo cual la Longitud $L = 1.00 \text{ mts} \approx 3.28 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 2 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 7 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

Caudal de 20 años ($Q_{(20\text{años})}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

- Asumir las dimensiones de la depresión

$$a = 0.33 \text{ pies} \approx 0.10 \text{ mts}$$

$$W = 2.62 \text{ pies} \approx 0.80 \text{ mts}$$

$$L_1 = 3.275 \text{ pies} \approx 1.00 \text{ mts}$$

$$L_2 = 1.31 \text{ pies} \approx 0.40 \text{ mts}$$

CALCULAR	RELACIÓN	CAUDAL	INTERPOLAR	CALCULAR
Tang θ	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Q	$(V_0^2/2g) + Y_0$	$E = (V_0^2/2g) + Y_0 + a$
6.452	26.53	$0.398 \frac{p^3}{seg}$	0.35	0.68
		$0.0113 \frac{m^3}{seg}$		

INTERPOLAR	CALCULAR	ASUMIR	CALCULAR	INTERPOLAR
"Y" con E y Q	F	L	R	$\frac{Q}{L}$
0.146	7.271	3.61 pies	0.11	0.111
		1.10 mts		

$$Q = L \times 0.111 = 3.61 \times 0.111 = 0.40 \text{ pies}^3/\text{seg} \text{ (} 0.0113 \text{ mts}^3/\text{seg)}$$

Por lo cual la Longitud $L = 1.10 \text{ mts} \approx 3.61 \text{ pies}$ si cumple con interceptar el 100% del caudal

- Nota: - $(V_0^2/2g) + Y_0$ se interpola en la gráfica 3 del apéndice B
 - El valor de "Y" se interpola en la gráfica 6 del apéndice B
 - La relación $\frac{Q}{L}$ se interpola en la gráfica 8 del apéndice B

5.4) Cálculo de entrada de coladera o rejas

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 10 años ($Q_{(10\text{años})}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

- Asumir el valor de W

$$W = 0.40 \text{ mts} \approx 1.312 \text{ pies}$$

- Calcular los valores de:

$$\frac{\sqrt{s}}{n} = \frac{\sqrt{0.0036}}{0.014} = 4.28571$$

$$\text{Tang } \theta_0 = \frac{1}{\text{Bombeo}} = 50$$

$$1 + \sec \theta_0 = 1 + 50.009999 = 51.009999$$

- Calcular el valor de V_0 para $Q_0 = 0.4968 \text{ pies}^3/\text{seg}$
 $Q_0 = 0.0141 \text{ mts}^3/\text{seg}$

$$V_0 = 1.14 \frac{(\text{Tang } \theta_0)^{1/4}}{(1 + \sec \theta_0)^{1/2}} \left(\frac{\sqrt{s}}{n} \right)^{3/4} Q_0^{1/4} = 1.06141$$

- Calcular el valor de

$$Y_0 = \sqrt{\frac{2Q_0}{V_0 \text{Tang } \theta_0}} = 0.13683$$

- Interpolar en la gráfica 9 del apéndice B o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 9.

Con el valor de

$$\frac{\sqrt{s}}{n} = \frac{\sqrt{0.0036}}{0.014} = 4.28571$$

$$M = 13.30802$$

- Calcular el valor de:

$$L' = M Q_0^{1/4} \sqrt{Y_0 - \frac{W}{\text{Tang } \theta_0}} = 3.71537 \text{ pies}$$

$$\approx 1.13 \text{ metros}$$

- Asumiendo que no se usarán barras transversales para soporte estructural, se asume un valor de $m = 4$.

$$L_0 = m V_0 \sqrt{Y_0/g} = 0.27676 \text{ pies (0.084 metros)}$$

- Asumiendo que se usarán barras transversales para soporte estructural, se asume un valor de $m = 8$

$$L_0 = m V_0 \sqrt{Y_0/g} = 0.55352 \text{ pies (0.1687 metros)}$$

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 1.13$ metros ≈ 3.7154 pies, para un valor de $W = 0.40$ metros ≈ 1.3123 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies y metros, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 10 años ($Q_{(10\text{años})}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 3%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.312 pies	4.28571	33.333	34.3483	1.1687
0.40 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.15969	9.76954	2.84513 Pies	0.4968 pies^3/seg
		0.86719 Mts	0.0141 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.32924 pies	0.64848 pies
0.10035 mts	0.19765 mts

Nota: Interpolar en la gráfica 10 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 10.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 0.867$ metros \approx 2.8451 pies, para un valor de $W = 0.40$ metros \approx 1.3123 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 20 años ($Q_{(20\text{años})}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 2%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.312 pies	4.28571	50.00	51.00999	1.7641
0.40 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.13974	13.30802	3.8172 Pies	0.5255 pies^3/seg
		1.16 Mts	0.0149 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.2836 pies	0.56729 pies
0.08644 mts	0.17291 mts

Nota: Interpolarse en la gráfica 9 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 9.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 1.16$ metros ≈ 3.8172 pies, para un valor de $W = 0.40$ metros ≈ 1.3123 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 0.36%

Caudal de 20 años ($Q_{(20 años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 3%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.312 pies	4.28571	33.333	34.3483	1.18531
0.40 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.16309	9.76954	2.92583 Pies	0.5255 pies^3/seg
		0.89179 Mts	0.0149 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.33743 pies	0.67486 pies
0.10284 mts	0.20569 mts

Nota: Interpolarse en la gráfica 10 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 10.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 0.892$ metros ≈ 2.9258 pies, para un valor de $W = 0.40$ metros ≈ 1.3123 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 10 años ($Q_{(10años)}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 2%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.64 pies	27.11	50.00	51.00999	4.24389
0.50 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.06878	53.07451	8.47256 Pies	0.5019 $pies^3/seg$
		2.5824 Mts	0.0142 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.78456 pies	1.56911 pies
0.23913 mts	0.47826 mts

Nota: Interpolarse en la gráfica 9 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 9.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 2.58$ metros ≈ 8.4725 pies, para un valor de $W = 0.50$ metros ≈ 1.64042 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 10 años ($Q_{(10 años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 3%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.64 pies	27.11	33.333	34.3483	4.67322
0.50 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.08027	38.96249	5.77981 Pies	0.5019 $pies^3/seg$
		1.76168 Mts	0.0142 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.9333 pies	1.866 pies
0.2845 mts	0.56876 mts

Nota: Interpolar en la gráfica 10 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 10.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 1.762$ metros \approx 5.7798 pies, para un valor de $W = 0.50$ metros \approx 1.64042 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 20 años ($Q_{(20años)}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 2%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.64 pies	27.11	50.00	51.00999	4.30391
0.50 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.07024	53.07451	8.47256 Pies	0.5309 pies^3/seg
		2.5824 Mts	0.0150 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.80407 pies	1.60815 pies
0.24508 mts	0.4902 mts

Nota: Interpolarse en la gráfica 9 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 9.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 2.67$ metros ≈ 8.76552 pies, para un valor de $W = 0.50$ metros ≈ 1.64042 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 20 años ($Q_{(20años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 3%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.64 pies	27.11	33.333	34.3483	4.73931
0.50 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.08198	38.96249	6.02063 Pies	0.5309 pies^3/seg
		1.83509 Mts	0.0150 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.95655 pies	1.91311 pies
0.29156 mts	0.58312 mts

Nota: Interpolar en la gráfica 10 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 10.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 1.835$ metros \approx 6.0206 pies, para un valor de $W = 0.50$ metros \approx 1.64042 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 1 y 2 con pendiente del 13.8%

Caudal de 10 años ($Q_{(10años)}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 2%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.476 pies	26.5345	50.00	51.00999	3.88524
0.45 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.0622	52.23417	7.39254 Pies	0.3758 $pies^3/seg$
		2.2532 Mts	0.01065 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.683045 pies	1.36609 pies
0.2082 mts	0.41638 mts

Nota: Interpolarse en la gráfica 9 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 9.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 2.25$ metros ≈ 7.39254 pies, para un valor de $W = 0.45$ metros ≈ 1.4764 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 10 años ($Q_{(10años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 3%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.312 pies	26.5345	33.333	34.3483	4.2783
0.40 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.0726	38.34559	5.4727 Pies	0.3758 pies ³ /seg
		1.6681 Mts	0.01065 mts ³ /seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.812571 pies	1.625142 pies
0.24767 mts	0.4953 mts

Nota: Interpolarse en la gráfica 10 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 10.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 1.67$ metros ≈ 5.4727 pies, para un valor de $W = 0.40$ metros ≈ 1.3123 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 20 años ($Q_{(20 años)}$)

Bombeo del 2%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 2%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.476 pies	26.5345	50.00	51.00999	3.941016
0.45 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.06355	52.23417	7.39254 Pies	0.39785 $pies^3/seg$
		2.2532 Mts	0.01125 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.7003 pies	1.4006 pies
0.21345 mts	0.4269 mts

Nota: Interpolarse en la gráfica 9 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 9.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 2.33$ metros ≈ 7.6514 pies, para un valor de $W = 0.45$ metros ≈ 1.476378 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

Rampas 3 y 4 con pendiente del 14.4%

Caudal de 20 años ($Q_{(20años)}$)

Bombeo del 3%

Encontrar la longitud de la entrada para capturar el 100% del caudal

Se sugiere colocar tragantes a la mitad y al final de las rampas, para disminuir el caudal a la mitad.

ASUMIR	CALCULAR	BOMBEO 3%	CALCULAR	CALCULAR
W	$\frac{\sqrt{s}}{n}$	Tang θ_0	$1 + \sec \theta_0$	V_0
1.312 pies	26.5345	33.333	34.3483	4.3397
0.40 mts				

CALCULAR	INTERPOLAR	CALCULAR	CAUDAL
Y_0	"M" CON EL VALOR DE $\frac{\sqrt{s}}{n}$	L'	Q
0.0742	38.34559	5.6808 Pies	0.39785 pies^3/seg
		1.7315 Mts	0.01125 mts^3/seg

SIN BARRAS TRANVERSALES	CON BARRAS TRANVERSALES
L_0	L_0
0.833096 pies	1.6662 pies
0.25393 mts	0.5078 mts

Nota: Interpolar en la gráfica 10 o localizar el valor de "M" en la tabla que da origen a la gráfica 10.

Por lo cual la longitud calculada de $L' = 1.7315$ metros ≈ 5.6808 pies, para un valor de $W = 0.40$ metros ≈ 1.3123 pies, cumple con capturar el 100% del caudal, pues los valores de L_0 calculados son menores que el valor de L' en pies, para utilizar las barras transversales o no, quedando esto a criterio del diseñador.

5.5) Cálculo de entrada de bordillo con deflectores

- Para poder calcular este tipo de entradas, se debe de cumplir con la condición de que la relación entre:

$$\frac{\sqrt{s}}{n} \text{ esté entre los límites de 12 a 22}$$

lo que implica :

$$S_{max} = 9.48\% \text{ (pendiente)}$$

$$S_{min} = 2.82\% \text{ (pendiente)}$$

Para un $n = 0.014$

Teniendo para el cálculo

sector A=0.36% de pendiente
 sector B=14.4% de pendiente y
 sector C=13.8% de pendiente

Por lo cual no se puede calcular este tipo de entrada.

5.6) Cuadro resumen de los cálculos realizados

5.6.1 Bordillo sin depresión

Bordillo sin Depresión		Caudal de 10 años	
Rampa	Pendiente	Bombeo 2%	Bombeo 3%
A	0.36%	L = 2.63 mts (8.64 pies)	L = 2.16 mts (7.08 pies)
B	14.4%	L = 7.35 mts (24.13 pies)	L = 5.84 mts (19.16 pies)
C	13.80%	L = 6.50 mts (21.32 pies)	L = 5.13 mts (16.84 pies)

Bordillo sin Depresión		Caudal de 20 años	
Rampa	Pendiente	Bombeo 2%	Bombeo 3%
A	0.36%	L = 2.71 mts (8.88 pies)	L = 2.06 mts (6.74 pies)
B	14.4%	L = 7.26 mts (23.81 pies)	L = 5.89 mts (19.31 pies)
C	13.80%	L = 6.60 mts (21.62 pies)	L = 5.12 mts (16.79 pies)

Nota: La letra "L", significa la longitud de la abertura que debe tener el tragante para captar el 100% del caudal.

5.6.2 Bordillo con depresión

Bordillo con Depresión		Caudal de 10 años	
Rampa	Pendiente	Bombeo 2%	Bombeo 3%
A	0.36%	L=0.75mts (2.46 pies)	L=0.75mts (2.46 pies)
Ancho de la depresión		W=0.80mts (2.62 pies)	W=0.80mts (2.62 pies)
Altura de la depresión		a=0.07mts (0.23 pies)	a=0.07mts (0.23 pies)
B	14.40%	L=1.90mts (6.23 pies)	L=1.60mts (5.25 pies)
Ancho de la depresión		W=0.80mts (2.62 pies)	W=0.80mts (2.62 pies)
Altura de la depresión		a=0.07mts (0.23 pies)	a=0.10mts (0.33 pies)
C	13.80%	L=0.90mts (2.95 pies)	L=1.30mts (4.27 pies)
Ancho de la depresión		W=0.80mts (2.62 pies)	W=0.80mts (2.62 pies)
Altura de la depresión		a=0.10mts (0.33 pies)	a=0.10mts (0.33 pies)

Bordillo con Depresión		Caudal de 20 años	
Rampa	Pendiente	Bombeo 2%	Bombeo 3%
A	0.36%	L=0.70mts (2.297 pies)	L=0.75mts (2.46 pies)
Ancho de la depresión		W=0.80mts (2.62 pies)	W=0.80mts (2.62 pies)
Altura de la depresión		a=0.07mts (0.23 pies)	a=0.07mts (0.23 pies)
B	14.40%	L=1.70mts (5.58 pies)	L=1.65mts (5.41 pies)
Ancho de la depresión		W=0.80mts (2.62 pies)	W=0.80mts (2.62 pies)
Altura de la depresión		a=0.07mts (0.23 pies)	a=0.10mts (0.33 pies)
C	13.80%	L=1.00mts (3.28 pies)	L=1.10mts (3.61 pies)
Ancho de la depresión		W=0.80mts (2.62 pies)	W=0.80mts (2.62 pies)
Altura de la depresión		a=0.10mts (0.33 pies)	a=0.10mts (0.33 pies)

Nota: La letra "L", significa la longitud de la abertura que debe tener el tragante para captar el 100% del caudal.

5.6.3 De reja o Coladera

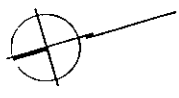
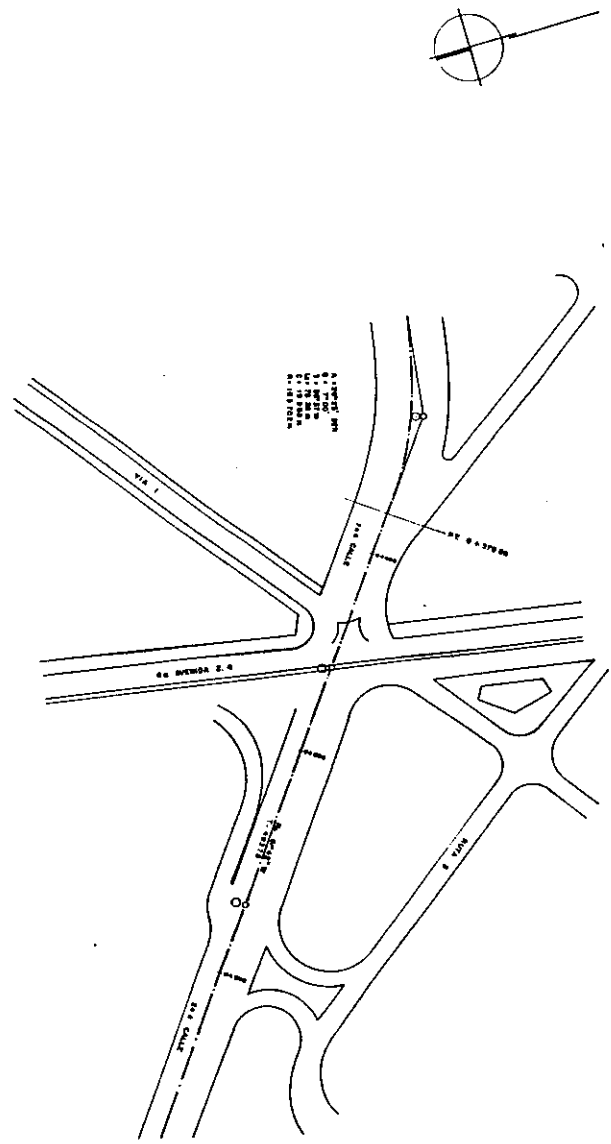
De reja o Coladera		Caudal de 10 años	
Rampa	Pendiente	Bombeo 2%	Bombeo 3%
A	0.36%	L=1.13mts (3.72 pies)	L=0.87mts (2.85 pies)
Ancho de la coladera		W=0.40mts (1.31 pies)	W=0.40mts (1.31 pies)
B	0.36%	L=2.58mts (8.47 pies)	L=1.76mts (1.64 pies)
Ancho de la coladera		W=0.50mts (1.64 pies)	W=0.50mts (1.64 pies)
C	0.36%	L=2.25mts (7.39 pies)	L=1.67mts (5.47 pies)
Ancho de la coladera		W=0.45mts (1.48 pies)	W=0.40mts (1.31 pies)

De reja o Coladera		Caudal de 20 años	
Rampa	Pendiente	Bombeo 2%	Bombeo 3%
A	0.36%	L=1.16mts (3.82 pies)	L=0.89mts (2.93 pies)
Ancho de la coladera		W=0.40mts (1.31 pies)	W=0.40mts (1.31 pies)
B	0.36%	L=2.67mts (8.77 pies)	L=1.84mts (6.02 pies)
Ancho de la coladera		W=0.50mts (1.64 pies)	W=0.50mts (1.64 pies)
C	0.36%	L=2.33mts (7.65 pies)	L=1.73mts (5.68 pies)
Ancho de la coladera		W=0.45mts (1.48 pies)	W=0.40mts (1.31 pies)

Nota: La letra "L", significa la longitud de la abertura que debe tener el tragante para captar el 100% del caudal.

5.7) Plano de la propuesta de conexión del desfogue del agua pluvial al colector principal de la 24 calle zona 4.

El método de cálculo es el utilizado por medio de la fórmula de Manning, para lo cual se tienen los datos de caudal, que se procedió para analizar por rampas, al igual que todo el sistema de entradas de tragantes (página 88), el diámetro de la tubería está basado en el reglamento Municipal, el cual propone como diámetro mínimo 12 pulgadas, y una velocidad mínima de 0.60 *mts/seg*, teniendo la oportunidad de jugar con la pendiente, ya que se dispone, como se ve en el plano, de suficiente altura para hacer la conexión a los pozos de visita, por consiguiente todos los resultados se plasman en el plano.



ESCALA 1:1000

USAC

FACULTAD DE INGENIERIA

AREA DE VIAS Y TRANSPORTES

PROYECTO DE OBRAS PARA EL
 DESEMPEÑO DEL TRAFICO EN
 LA CALLE DE ORIENTE EN
 LA CIUDAD DE GUATEMALA
 REVISADO POR LA SUBDIRECCION DE SISTEMAS

SINGULOGIA

1	TRAYECTORIA	1
2	SECCION DE TRAYECTORIA	1
3	SECCION DE VENTANA	1
4	PROYECTADO	1
5	EXISTENTE	1

CAPÍTULO VI

COSTOS Y PRESUPUESTO

6.1 Costos de Instalación

El cálculo del costo de instalación de una obra antes de su ejecución, es uno de los trabajos más importantes del ingeniero; de este se deduce en primer lugar conclusiones acerca de su rentabilidad, de la posibilidad y conveniencia de su ejecución, al mismo tiempo que en la mayoría de los casos sirve de base para el contrato con el constructor encargado de la ejecución de la obra.

Sin embargo, en la práctica se observa con frecuencia que esta determinación previa del costo es muy insegura, pues los precios calculados por distintos interesados ofrecen discrepancias importantes, y además por regla general, no coinciden con el costo real de la ejecución, obtenido al final. La razón de estas diferencias reside principalmente en la diversidad de circunstancias que concurren en la ejecución de las obras y en los diversos criterios al apreciarlas pero, también en el desconocimiento de la técnica de calcular los precios y en la carencia de datos adecuados.

El costo de una construcción se compone de: mano de obra, materiales, gastos de adquisición y funcionamiento de máquinas y herramientas, gastos generales y , finalmente una partida para utilidad.

A continuación se detalla el modo adecuado de calcular los diversos componentes parciales de un precio, y las indicaciones generales de lo que se debe tener en cuenta en toda fijación de precios.

MANO DE OBRA

Para determinar el costo de la mano de obra pueden seguirse dos procedimientos, cuya aplicación dependerá de las circunstancias. Si se trata de unidades en que no se precisa un número constante de obreros, como suele ocurrir en las obras verdaderamente manuales, lo mejor es determinar el número de horas peón necesarias para ejecutar la unidad de rendimiento y multiplicar ese número por el jornal horario. En los casos,

por el contrario, en que se trata de brigadas de composición determinada, como por ejemplo, el personal adscrito a una máquina, o el relevo en el avance de un túnel, se determina el jornal de la brigada por hora o por relevo y se divide su importe total por el rendimiento alcanzado durante este tiempo, con el cual se obtendrá el nuevo precio por unidad.

Como jornal horario se fija el que presumiblemente haya de regir durante el período de ejecución de la obra y, así en las obras de larga duración conviene ser prudente al fijar tanto estos jornales como los precios de los materiales.

Salarios:

En la república de Guatemala se consideran tres clases de salarios devengados por los trabajadores, así:

Salario Nominal:

Es la remuneración del trabajador por los servicios prestados al patrono, sin cargarle ningún descuento.

Salario Líquido:

Es la remuneración del trabajador por sus servicios prestados al patrono cargándole tanto los descuentos legales como los judiciales.

Salario Efectivo:

Es el salario nominal más las prestaciones legales y voluntarias otorgados por el patrono.

Los dos primeros salarios son los que sirven para formular los documentos de pago del trabajador para la formulación o integración del presupuesto y el control de costos.

Prestaciones:

Ordenadas por la legislación laboral vigente en la República de Guatemala, obliga a incrementar el salario nominal devengado por un trabajador, con el objeto de integrar el salario actual, en la siguiente forma:

Nomenclatura de descansos No. De días NO trabajados

1.	Vacaciones	10	días/año
2.	Feriados Oficiales	11.5	días/año
3.	Séptimos días	52	días/año
	Medios días no trabajados (sábados)	26	días/año
5.	Total de días no trabajados por año	99.5	días/año
6.	Indemnización	30	días/año

Durante estos noventa y nueve días y medio (99.5), el trabajador percibe salario sin desempeñar ninguna actividad, es por lo que es indispensable el cálculo del Salario Actual.

Aguinaldo

Se puede calcular como un doceavo del total pagado al obrero en un año, así:

Horas trabajadas	1584
Días de feriado oficial	92
Vacaciones	80
Enfermedad	80
Accidentes	43
Accidentes con cargo al I.G.S.S.	64
Licencias Varias	<u>10</u>
	1953 horas

$$\text{Aguinaldo} = \frac{1953 \text{Hrs.}}{12} = 162.75, \text{ aproxima a } 163.$$

I.G.S.S. (cuota patronal):

La cuota patronal al Instituto Guatemalteco de Seguridad Social es del 10%.

Decreto Número 42-92 (bono 14):

Es una prestación laboral que implica el pago a los trabajadores de una bonificación anual equivalente a un salario o sueldo ordinario. Esta bonificación será equivalente al ciento por ciento 100% del salario o sueldo ordinario devengado por el trabajador en un mes, para los trabajadores que hubieren laborado al servicio del patrono, durante un año ininterrumpido y anterior a la fecha de pago. Si la duración de la relación laboral fuere de menor de un año, la prestación será proporcional al tiempo laborado. Para determinar el monto de la prestación, se tomará como base el promedio de los sueldos o salarios ordinarios devengados por el trabajador en el año, el cual termina en el mes de junio.

Indemnización:

Para determinar correctamente el porcentaje de incidencia de esta carga se debe tener una completa información estadística sobre la permanencia media de los obreros en el trabajo; nuestras leyes obligan a pagar un mes de sueldo o salario por cada año de trabajo laborado;

$$30 \times 8 \text{ horas} = 240 \text{ horas}$$

Seguro:

Al aumentar el monto destinado a mano de obra aumenta en una parte proporcional del I.G.S.S. que es una función de aquella. Esa parte proporcional viene dada por la diferencia entre las horas pagadas y las horas trabajadas. Los días de accidente con cargo al seguro no incluyen, como es obvio, el primer término de esa diferencia.

Jubilación:

En Guatemala se toma como promedio, cuando no se tiene información, el 15% del total de la remuneración que por cualquier concepto se abone al personal.

Decreto Número 17-72 (INTECAP):

Esta institución fue creada el 19 de mayo de 1,972, mediante el Decreto 17-72 del Congreso de la República de Guatemala, con el nombre de Instituto Técnico de Capacitación y Productividad, INTECAP. Para contribuir al financiamiento de las labores del Instituto, se establece a su favor una tasa patronal que será pagada mensualmente por las empresas y entidades privadas, y por las entidades públicas que realicen actividades con fines lucrativos, sobre la totalidad de las planillas de sueldos y salarios, exceptuándose aquellas que no sean sujeto de contribución del Instituto Guatemalteco de Seguridad Social (IGSS).

Esta tasa y su monto serán escalonados en la forma siguiente:

1. Las empresas de los sectores industrial, comercial y de servicios, principiarán a pagar el 1º. de junio de 1,972, una tasa de 0.50% del valor de sus planillas mensuales de sueldos y salarios. Durante el año de 1,973 el monto del pago de la tasa se elevará a 0.75%, y a partir del 1º. de enero de 1,974 podrá alcanzar su límite máximo al 1.00%, siempre que se cumpla a cabalidad con lo prescrito en el inciso 3.
2. Las empresas del sector agropecuario comenzarán a pagar la tasa a partir del 1º. de enero de 1,973, por un monto del 0.50% del valor mensual de sus planillas de sueldos y salarios de sus trabajadores. Durante el año 1,974 el monto de la tasa se podrá elevar a 0.75%, y a partir del 1º. de enero de 1,972 podrá alcanzar su valor máximo del 1.00%, de sus trabajadores permanentes, exclusivamente, siempre que se cumpla a cabalidad con lo prescrito en el inciso 3. Asimismo, se exonera de la tasa reversible a las empresas agropecuarias con menos de 10 trabajadores permanentes. Para los efectos de esta ley deberá entenderse por trabajadores permanentes, aquellos que presten sus servicios en una empresa agropecuaria por más de un año sin interrupción en sus labores.
3. A efecto de poder incrementar los montos de la tasa, en la forma estipulada en los incisos 1 y 2, la Junta Directiva deberá comprobar los siguientes extremos y acordarlo dejando constancia en punto de acta.
 - a) Que la labor desarrollada ha sido satisfactoria, de conformidad con los planes de trabajo previamente aprobados;

- b) Que existen nuevos planes de trabajo realistas para el futuro;
- c) Que existen necesidades de equipamiento y operación; y,
- d) Que existen requerimientos financieros.

Todo lo anterior de conformidad con las necesidades económicas y sociales del país, especialmente analizando las existencias de déficit de mano de obra calificada.

Decreto Número 1,528 (IRTRA):

El 1º. de julio de 1,962 entra en vigor el Decreto 1,528 del Congreso de la República, el cual contiene la ley de Creación del Instituto de Recreación de los Trabajadores de la Empresa Privada de Guatemala "IRTRA". Desde esa fecha los empresarios privados contribuyeron mensualmente con el 3 por millar sobre sueldos y salarios ordinarios de sus trabajadores. El 1º. de agosto de 1,992 entra en vigor el decreto 43-92 del Congreso de la República el cual contiene las disposiciones que reforman al Decreto 1,528 y a partir de esa fecha los Patronos del Sector Privado han contribuido con el 1% por ciento sobre sueldos y salarios ordinarios y extraordinarios que pagan a sus trabajadores.

MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Es muy importante que en la adquisición y selección de materiales, se tome en consideración que comprar en el precio inicial más bajo es un error si antes no se analiza otros conceptos básicos, que las empresas vendedoras deben reunir, con el objeto de garantizar las compras, tales como: seriedad en el trato, potencial técnico, potencial económico, Etc., que sumados a la falta de calidad de los materiales adquiridos pueden traer como consecuencia trastornos que posteriormente se transforma en pérdidas económicas para las empresas.

Las adquisiciones deben hacerse con un criterio profesional sumamente elevado para no llegar a desvirtuar la seriedad de los concursos y consecuentemente poner en entredicho la actuación de las empresas.

Es el factor más importante de la producción en el desarrollo de la construcción; frecuentemente están sujetos a alzas y bajas en sus precios, fluctuaciones regidas por la oferta y la demanda que haya de ellos.

Es importante, para evitar desagradables sorpresas, controlar el uso y aplicación de los materiales, evitando de la mejor forma posible los desperdicios, usando las correctas proporciones y en fin adoptando una adecuada administración que controle debidamente el ingreso, la salida y el uso de los materiales en la obra.

En las construcciones cuyo período de ejecución es relativamente pequeño (menor de un año), hay posibilidad de prever o por lo menos de constituir una reserva razonable que cubra los imprevistos que puedan presentarse, sin perjudicar el presupuesto elaborado ni el costo final de la obra.

El precio de adquisición de los materiales, si se comparan en el mercado libre, o al precio neto de costo, cuando se produce en la propia obra se deben añadir todos los gastos originados por el transporte hasta el punto de empleo, o sean los portes, siempre que no estén incluidos en el precio, los gastos de carga y descarga y los de transporte a la obra, así como dentro de ésta. Sin embargo, el costo de las instalaciones, de carga, descarga y de transporte no conviene incluirlos sino mejor en los gastos generales, porque dichas instalaciones encuentran siempre, además, otras aplicaciones, como la remoción de máquinas y aparejos, y es más justo repartir su costo sobre toda la obra.

TRANSPORTE:

Dentro de este concepto se incluyen todos los gastos que se pueden originar por el transporte de máquinas, materiales, suministros, etc. Por cualquier medio fuera o dentro de la obra, incluso las cargas y descargas que sean necesarias. No sólo incluyen los transportes que haya que ejecutar desde el almacén o punto de suministro a la obra, sino también los transportes de vuelta cuando a terminación del proyecto haya que devolver materias o medios auxiliares al punto de su procedencia. Cuando los materiales de que se trata son de barata adquisición, por ejemplo: grava, arena, Etc., los gastos de transporte forman una parte importante del precio y hay que estimarlo cuidadosamente, sobre todo cuando estos materiales se obtienen por explotación directa.

Se deben aplicar los gastos de transporte a la misma unidad en que se compre el material, y por lo que se refiere a la arena, grava, Etc., hay que tener en cuenta que el precio se entiende para el material medido en el vagón o camión y no en la cantera, de modo que el precio del porte se aplica al contrario de lo que ocurre en los trabajos en tierra o en roca al material suelto. En esos materiales varía la capacidad con el transporte de modo que conviene distinguir el volumen antes y después de aquel.

El costo de la vigilancia se aplica a los gastos de transporte, el suplemento que debe aplicarse en este caso a las horas de peón varía generalmente alrededor del 8 al 10%.

Las operaciones de transporte y descarga dentro de la obra se suelen hacer, en general, por medios auxiliares especiales, como vías, vagonetas, en ciertos casos locomotoras, grúas, Etc. Lo mejor es formar con todos estos medios auxiliares un grupo y repartir su costo sobre el total de la obra; sólo cuando una instalación de transporte esté dedicada especialmente en un número concreto de materiales, por ejemplo, el transporte de arena o piedra desde una cantera a la obra, será preferible cargar su costo a esos materiales determinados. La capacidad de los medios de transporte se fijará en cada caso.

Los gastos ocasionados por la instalación de andenes, plataformas de carga y descarga, camiones de servicio, Etc. se incluyen, salvo en casos especiales justificados, entre los gastos de equipo y se reparten al final de la obra sobre su totalidad.

EQUIPO:

Es de primordial importancia para una empresa conocer la renta o tarifa de un equipo, ya tengan que suscribirse contratos de arrendamiento o bien, si es propietario del mismo cuánto tiempo tiene que cargarle a la obra por el uso del equipo. Para el cálculo de la renta o tarifa, se tienen que considerar los siguientes costos:

1. Cosos de Adquisición
2. Reservas de Depreciación
3. Mantenimiento y Reparaciones

4. Gastos de Inversión.
 - Intereses
 - Seguros
 - Almacenaje
 - Impuestos
5. Combustibles y Lubricantes
6. Establecimiento o Instalación
7. Gastos
 - Imprevistos
 - Gastos Administrativos
 - Beneficio

1. Costos de Adquisición:

Es el valor real de la unidad, ya sea que ésta se compre nueva o usada y está constituido por:

1.1 Valor de Factura

Es el documento que extiende el proveedor cuando se paga el equipo, el cual se puede cotizar; F.O.B.: (libre a bordo), o sea puesto en puerto de embarque. C.I.F.: puesto en puerto de desembarque.

1.2 Valor de Flete:

Solo se calcula cuando es puesto en el puerto de embarque.

2. Reservas de Depreciación:

Independientemente del cuidado que se le da al equipo, éste siempre disminuye su valor con el tiempo, lo que constituye un cargo real que debe considerarse al determinar el costo de operación de la unidad

3. Mantenimiento y Reparación:

En este inciso debe incluirse el costo de la mano de obra y de las piezas necesarias para tener la máquina en óptimas condiciones de trabajo. En el caso de equipos nuevos (recién comprados o por adquirir) será preciso asumir una cantidad para este costo, basándose en la experiencia que se tenga con equipos similares trabajando en condiciones más o menos iguales. La relación de costos indica que en la mayoría de los casos los equipos necesitan reparaciones menores y trabajos de mantenimiento de tiempo en tiempo. Después de largos períodos de tiempo, será preciso hacer reparaciones y revisiones mayores para mantener el equipo en operación.

4. Gastos de inversión:

Estos gastos incluyen el interés sobre el valor promedio del equipo durante su vida útil, más los impuestos, seguros y almacenaje.

5. Combustibles y Lubricantes:

Cuando se esté tratando de determinar si se debe descartar una máquina o no, se podrá omitir el costo del combustible y la lubricación siempre que el consumo no haya variado apreciablemente durante el tiempo que se haya usado, o si se tienen razones para asumir que, en caso de adquirir una nueva unidad, ésta no representaría tampoco un cambio de importancia en el consumo. Sin embargo, si el consumo varía con la edad de la máquina, o si la unidad que se piensa adquirir tiene un consumo distinto, entonces si se deben considerar los costos del combustible y la lubricación. La cantidad de combustible consumido por hora para un motor puede determinarse usualmente de las especificaciones de los fabricantes.

6. Establecimiento o Instalación:

Cuando se inicia un proyecto, es indispensable construir, ya sea permanentemente o en forma temporal, una serie de medios auxiliares y obras complementarias que sirvan a las necesidades generales del equipo y, los gastos ocasionados se le cargan a la renta del equipo.

7. Gastos:

Cuando se llega al final del cálculo del Costo de Operación, de una unidad, se ha determinado el Costo Matemático, o sea el valor que cualquier estimador, siguiendo la misma técnica de cálculo y los mismos criterios de operación, aborda a resultados similares. Pero en función de las características de las empresas o idiosincrasia de la misma, es indispensable cargarle otra serie de partidas al Costo Matemático, con objeto de llegar al Precio de Venta o simplemente precio. Esas partidas adicionales de cargo son las siguientes:

1. Gastos Imprevistos
2. Gastos Administrativos
3. Beneficio o Utilidad

1. Gastos Imprevistos

Éstos son causados por factores netamente humanos, pues lo constituyen aproximaciones en el cálculo o errores cometidos en el mismo; o bien son ocasionados por pérdidas, deterioros o destrucción de materiales no previstos; daños ocasionados a construcciones vecinas ocasionados por la construcción o realización del proyecto.

2. Gastos Administrativos

Todos los gastos imputables a la obra y que no hayan sido considerados específicamente en el presupuesto como gastos de materiales, suministros, equipo o mano de obra, reciben este nombre y se incorporan al mismo en forma de porcentaje, aumentando todos y cada uno de los rubros que no figuren expresamente detallados.

3. Utilidad o Beneficio

La fijación de la utilidad o beneficio, no está sujeta a normas, de tal manera que no pueden darse indicaciones sobre su monto.

En forma general puede decirse que el factor determinante es la competencia, que regula el beneficio o utilidad de tal modo que se le puede considerar como constante, aproximadamente, dentro de los períodos normales.

CONCLUSIONES

1. Se ha determinado el caudal de diseño del área en estudio con tiempos de concentración de 5 minutos y tormentas con probabilidad de repetición de 10 años y 20 años, basados en la importancia de la hidrología como ciencia auxiliar en el proceso de diseño de obras hidráulicas en carreteras.
2. Mientras mayor es el bombeo o pendiente transversal de la calle, mayor es la capacidad de la entrada del tragante.
3. El diseño adecuado, será el que a criterio del ingeniero proyectista, cuente con las condiciones de causar menor molestia al tráfico, económicamente más viable y ocasionar menor molestia al peatón, para lo cual este trabajo de tesis presenta los cálculos para las alternativas estudiadas, dando el análisis hidráulico por medio de los cálculos, y el análisis económico dependerá de la selección, pues las alternativas calculadas cuentan con caudales de diseño de 10 y 20 años, para bombeos del 2% y 3% respectivamente.
4. Las pendientes en las rampas 1,2,3 y 4 son muy críticas, lo que no permite el cálculo de las entradas de bordillo con deflectores, ya que los cálculos se salen de los límites hidráulicos para analizar.
5. En los cálculos se puede observar el incremento en la velocidad del flujo ocasionado por las pendientes fuertes, obligando esto a que se incrementen las longitudes de las entradas de tragantes de tormenta analizados.
6. Se concluye que en general, se incrementa la capacidad de la entrada del tragante a recolectar el agua pluvial, de acuerdo al incremento en el bombeo.
7. La capacidad de la tubería a utilizar en la captación y conducción del agua pluvial hacia los pozos de visita del colector principal de la 24 calle, cumple con el diámetro mínimo de 12 pulgadas, ya que se podrían utilizar diámetros menores, pero no se cumpliría con el reglamento municipal.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda que el ingeniero proyectista, para el cual sus obras a diseñar se encuentren en el perímetro urbano, tomen en consideración el reglamento Municipal, para cumplir con las especificaciones de dicho reglamento.
2. La separación a que deben colocarse los tragantes depende más que de su capacidad de intersección, de la comodidad en el tráfico de vehículos y de peatones, por consiguiente se recomienda localizarlos de tal manera, que el ancho alcanzado por el agua en la avenida no exceda de 1.20 metros.
3. En las rampas 1 y 2 se recomienda colocar tragantes a la mitad de los tramos, ya que la velocidad es demasiado grande al final de las rampas, lo que obligaría a colocar entradas de tragantes de tormenta demasiado grandes
4. Se recomienda colocar el bombeo del centro de la calle a las orillas, aun cuando se pueden colocar de las orillas al centro, lo que en realidad no ocasiona ninguna alteración en los cálculos, pero con fines de esta tesis, se asumió del centro a las orillas de la calle.
5. Para calles en las que el parqueo es permitido, o donde por otras razones los vehículos no pasen cerca del bordillo, es más recomendable el uso de las entradas de bordillo con depresión.
6. Con fines económicos, se recomienda el uso de la pendiente transversal o bombeo de las orillas al centro, ya que con esto solo se usará un tubo de 12 pulgadas para la conducción del agua pluvial, esto siempre y cuando se construya un arriate central y no simplemente un bordillo de separación de carriles.
7. En cumplimiento de las normas municipales, se recomienda el uso de los tragantes de reja o coladera, aun cuando se podría utilizar el tragante de bordillo sin depresión en forma de entradas en serie, pues la longitud de las aberturas para captar el 100% del caudal es muy grande

BIBLIOGRAFÍA

1. Hidráulica de Canales Abiertos
Chow, Ven te.
Edit. Diana. México, 1,990.
2. Mecánica de Los Fluidos e Hidráulica.
Giles, Ronald.
Edit. Mc Graw-Hill. México, 1,970
3. Manual del Ingeniero Civil.
Merrit, Frederick.
Edit. Mc Graw-Hill. México, 1,970
4. Diseño de Alcantarillas en proyectos de carreteras
José Rolando Fuentes Handal
Tesis de graduación de Ingeniero Civil
Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala
Guatemala 1,995
5. Anteproyecto de Plan Maestro, Normas y Reglamento de Drenajes
para la Ciudad de Guatemala.
De la Riva L. Julio Mario
Tesis de graduación de Ingeniero Civil
Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala
Guatemala 1,963
6. Desarrollo de Fórmulas y Curvas de Intensidad de Lluvia para la
Ciudad de Guatemala.
Ochoa U. Francisco José
Tesis de graduación de Ingeniero Civil
Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala
Guatemala 1,950

7. Consideraciones sobre el diseño hidráulico de las entradas a los tragantes de tormenta.
Victor Hugo González Wilhelm
Tesis de graduación de Ingeniero Civil
Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala
Guatemala 1,970

8. Hidráulica
Samuel Trueba Coronel.
Edit. CECOSA. México, mayo de 1,991

APÉNDICE A

**ÁREA, PERÍMETRO MOJADO Y RADIO HIDRÁULICO EN
CONDUCTOS CIRCULARES, PARCIALMENTE LLENOS (tabla 1 apendice "A")**

d/D	A/D ²	p/D	r/D
0.01	0.0013	0.2003	0.0066
0.02	0.0037	0.2838	0.0132
0.03	0.0069	0.3482	0.0197
0.04	0.0105	0.4027	0.0262
0.05	0.0147	0.4510	0.0326
0.06	0.0192	0.4949	0.0389
0.07	0.0242	0.5355	0.0451
0.08	0.0294	0.5735	0.0513
0.09	0.0350	0.6094	0.0574
0.10	0.0409	0.6435	0.0635
0.11	0.0470	0.6761	0.0695
0.12	0.0534	0.7075	0.0754
0.13	0.0600	0.7377	0.0813
0.14	0.0668	0.7670	0.0871
0.15	0.0739	0.7954	0.0929
0.16	0.0811	0.8230	0.0986
0.17	0.0885	0.8500	0.1042
0.18	0.0961	0.8763	0.1097
0.19	0.1039	0.9020	0.1152
0.20	0.1118	0.9273	0.1206
0.21	0.1199	0.9521	0.1259
0.22	0.1281	0.9764	0.1312
0.23	0.1365	1.0003	0.1364
0.24	0.1449	1.0239	0.1416
0.25	0.1535	1.0472	0.1466
0.26	0.1623	1.0701	0.1516
0.27	0.1711	1.0928	0.1566
0.28	0.1800	1.1152	0.1614
0.29	0.1890	1.1373	0.1662
0.30	0.1982	1.1593	0.1709
0.31	0.2074	1.1810	0.1755
0.32	0.2167	1.2025	0.1801
0.33	0.2260	1.2239	0.1848
0.34	0.2355	1.2451	0.1891
0.35	0.2450	1.2661	0.1935
0.36	0.2546	1.2870	0.1978
0.37	0.2642	1.3078	0.2020
0.38	0.2739	1.3284	0.2061
0.39	0.2936	1.3490	0.2102
0.40	0.2934	1.3694	0.2142
0.41	0.3032	1.3898	0.2181
0.42	0.3130	1.4101	0.2220
0.43	0.3229	1.4303	0.2257
0.44	0.3328	1.4505	0.2294
0.45	0.3428	1.4706	0.2331
0.46	0.3527	1.4907	0.2366
0.47	0.3627	1.5108	0.2400
0.48	0.3727	1.5308	0.2434
0.49	0.3827	1.5508	0.2467
0.50	0.3927	1.5708	0.2500

d/D	A/D ²	p/D	r/D
0.51	0.4024	1.5908	0.2531
0.52	0.4127	1.6108	0.2561
0.53	0.4227	1.6308	0.2591
0.54	0.4327	1.6509	0.2620
0.55	0.4426	1.6710	0.2649
0.56	0.4526	1.6911	0.2676
0.57	0.4625	1.7113	0.2703
0.58	0.4723	1.7315	0.2728
0.59	0.4822	1.7518	0.2753
0.60	0.4920	1.7722	0.2776
0.61	0.5018	1.7926	0.2797
0.62	0.5115	1.8132	0.2818
0.63	0.5212	1.8338	0.2839
0.64	0.5308	1.8546	0.2860
0.65	0.4040	1.8755	0.2881
0.66	0.5499	1.8965	0.2899
0.67	0.5594	1.9177	0.2917
0.68	0.5687	1.9391	0.2935
0.69	0.5780	1.9606	0.2950
0.70	0.5872	1.9823	0.2962
0.71	0.5464	2.0042	0.2973
0.72	0.6064	2.0264	0.2984
0.73	0.6143	2.0488	0.2995
0.74	0.6231	2.0714	0.3006
0.75	0.6318	2.0944	0.3017
0.76	0.6404	2.1176	0.3025
0.77	0.6489	2.1412	0.3032
0.78	0.6573	2.1652	0.3037
0.79	0.6655	2.1895	0.3040
0.80	0.6736	2.2143	0.3042
0.81	0.6815	2.2395	0.3044
0.82	0.6893	2.2653	0.3043
0.83	0.6969	2.2916	0.3041
0.84	0.7043	2.3186	0.3038
0.85	0.7115	2.3462	0.3033
0.86	0.7186	2.3746	0.3026
0.87	0.7254	2.4038	0.3017
0.88	0.7320	2.4341	0.3008
0.89	0.7384	2.4655	0.2996
0.90	0.7445	2.4981	0.2980
0.91	0.7504	2.5322	0.2963
0.92	0.7560	2.5681	0.2944
0.93	0.7642	2.6021	0.2922
0.94	0.7662	2.6467	0.2896
0.95	0.7707	2.6909	0.2864
0.96	0.7749	2.6389	0.2830
0.97	0.7785	2.7934	0.2787
0.98	0.7816	2.8578	0.2735
0.99	0.7841	2.9412	0.2665
1.00	0.7854	3.1416	0.2500

ÁREA, PERÍMETRO MOJADO Y RADIO HIDRÁULICO EN CONDUCTOS DE SECCIÓN DE HERRADURA, PARCIALMENTE LLENOS (tabla 2 apendice "A")

d/D	A/D ²	p/D	r/D
0.01	0.0019	0.2830	0.0066
0.02	0.0053	0.4006	0.0132
0.03	0.0097	0.4911	0.0198
0.04	0.0150	0.5676	0.0264
0.05	0.0209	0.6351	0.0329
0.06	0.0275	0.6963	0.0394
0.07	0.0346	0.7528	0.0459
0.08	0.0421	0.8054	0.0524
0.09	0.0491	0.8482	0.0578
0.09	0.0502	0.8513	0.0590
0.10	0.0585	0.8732	0.0670
0.11	0.0670	0.8950	0.0748
0.12	0.0753	0.9166	0.0823
0.13	0.0839	0.9382	0.0895
0.14	0.0925	0.9597	0.0964
0.15	0.1012	0.9811	0.1031
0.16	0.1100	1.0024	0.1097
0.17	0.1188	1.0236	0.1161
0.18	0.1277	1.0448	0.1222
0.19	0.1367	1.0658	0.1282
0.20	0.1457	1.0868	0.1341
0.21	0.1549	1.1078	0.1398
0.22	0.1640	1.1286	0.1454
0.23	0.1733	1.1494	0.1508
0.24	0.1825	1.1702	0.1560
0.25	0.1919	1.1909	0.1611
0.26	0.2013	1.2115	0.1662
0.27	0.2107	1.2321	0.1710
0.28	0.2202	1.2526	0.1758
0.29	0.2297	1.2731	0.1804
0.30	0.2393	1.2935	0.1850
0.31	0.2489	1.3139	0.1895
0.32	0.2586	1.3342	0.1938
0.33	0.2683	1.3546	0.1981
0.34	0.2780	1.3748	0.2023
0.35	0.2878	1.3951	0.2063
0.36	0.2975	1.4153	0.2103
0.37	0.3074	1.4355	0.2142
0.38	0.3172	1.4556	0.2181
0.39	0.3271	1.4758	0.2217
0.40	0.3370	1.4959	0.2252
0.41	0.3469	1.5160	0.2287
0.42	0.3568	1.5360	0.2322
0.43	0.3667	1.5561	0.2356
0.44	0.3767	1.5761	0.2390
0.45	0.3867	1.5962	0.2422
0.46	0.3966	1.6162	0.2454
0.47	0.4066	1.6362	0.2484
0.48	0.4166	1.6562	0.2514
0.49	0.4266	1.6762	0.2544
0.50	0.4366	1.6962	0.2574

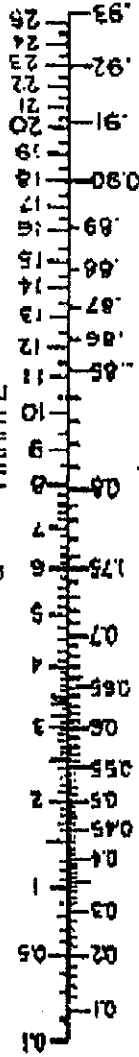
d/D	A/D ²	p/D	r/D
0.51	0.4466	1.7162	0.2602
0.52	0.4566	1.7362	0.2630
0.53	0.4660	1.7562	0.2657
0.54	0.4766	1.7763	0.2683
0.55	0.4865	1.7964	0.2707
0.56	0.4965	1.8165	0.2633
0.57	0.5064	1.8367	0.2757
0.58	0.5163	1.8569	0.2781
0.59	0.5261	1.8772	0.2804
0.60	0.5359	1.8976	0.2824
0.61	0.5457	1.9180	0.2844
0.62	0.5555	1.9386	0.2864
0.63	0.5651	1.9592	0.2884
0.64	0.5748	1.9800	0.2902
0.65	0.5843	2.0009	0.2920
0.66	0.5938	2.0219	0.2937
0.67	0.6033	2.0431	0.2953
0.68	0.6126	2.0645	0.2967
0.69	0.6219	2.0860	0.2981
0.70	0.6312	2.1077	0.2994
0.71	0.6403	2.1297	0.3006
0.72	0.6493	2.1518	0.3018
0.73	0.6582	2.1742	0.3028
0.74	0.6671	2.1969	0.3036
0.75	0.6758	2.2198	0.3044
0.76	0.6844	2.2431	0.3050
0.77	0.6929	2.2666	0.3055
0.78	0.7012	2.2906	0.3060
0.79	0.7094	2.3149	0.3064
0.80	0.7175	2.3397	0.3067
0.81	0.7254	2.3650	0.3067
0.82	0.7332	2.3907	0.3066
0.83	0.7408	2.4170	0.3064
0.84	0.7482	2.4440	0.3061
0.85	0.7554	2.4716	0.3058
0.86	0.7625	2.5000	0.3050
0.87	0.7693	2.5292	0.3042
0.88	0.7759	2.5595	0.3032
0.89	0.7823	2.5909	0.3020
0.90	0.7884	2.6235	0.3005
0.91	0.7943	2.6576	0.2988
0.92	0.7999	2.6935	0.2969
0.93	0.8052	2.7315	0.2947
0.94	0.8101	2.2177	0.2922
0.95	0.8146	2.8160	0.2893
0.96	0.8188	2.8643	0.2858
0.97	0.8224	2.9188	0.2816
0.98	0.8256	2.9832	0.2766
0.99	0.8280	3.0667	0.2696
1.00	0.8293	3.2670	0.2538

ESCALAS ADYACENTES PARA OBTENER RADIOS HIDRÁULICOS EN CANALES

TABLA 3 APÉNDICE "A"

1. CANAL RECTANGULAR

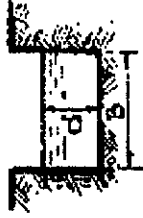
$$\text{COCIENTE } \frac{B}{d} = \frac{\text{PLANTILLA}}{\text{TIRANTE}}$$



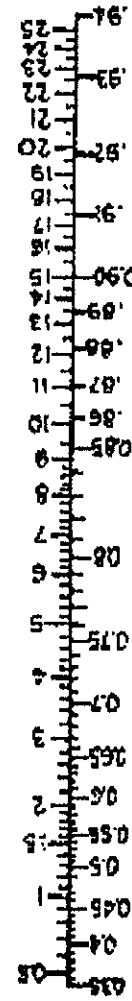
$$\text{COCIENTE } \frac{B}{d} = \frac{\text{RADIO HIDRÁULICO}}{\text{TIRANTE}}$$

OTRO:

SEA UN CANAL CON $\begin{cases} B=3.60 \text{ m} \\ d=1.75 \text{ m} \end{cases}$; con $\frac{B}{d} = \frac{3.60}{1.75} = 2.0$, se obtiene $\frac{r}{d} = 0.5$ $\therefore r = 0.5 \times 1.75 = 0.875$
Taludes Verticales



2. CANAL TRAPEZOIDAL
TALUDES 1/2:1



$$\text{COCIENTE } \frac{B}{d} = \frac{\text{PLANTILLA}}{\text{TIRANTE}}$$

OTRO:

SEA UN CANAL CON $\begin{cases} B=4.00 \text{ m} \\ d=2.00 \text{ m} \end{cases}$; con $\frac{B}{d} = \frac{4.00}{2.00} = 2.0$, se obtiene $\frac{r}{d} = 0.59$ $\therefore r = 0.59 \times 2.00 = 1.18 \text{ m}$
Taludes 1/2:1



$$\text{COCIENTE } \frac{B}{d} = \frac{\text{PLANTILLA}}{\text{TIRANTE}}$$

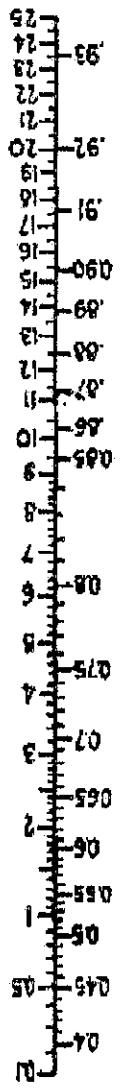


TABLA 4 APÉNDICE "A"
3 CANAL TRAPEZOIAL
TALUDES 1:1

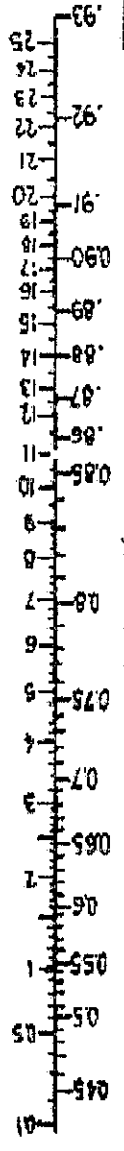


$$\text{COCIENTE } \frac{r}{d} = \frac{\text{RADIO HIDRÁULICO}}{\text{TIRANTE}}$$

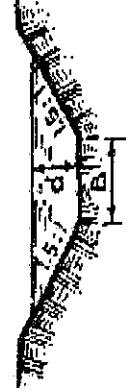
DIETRO:

SEA UN CANAL CON: $\begin{cases} B = 4.50 \text{ m} \\ d = 1.80 \text{ m} \\ \text{Taludes: } 1:1 \end{cases}$; CON $\frac{B}{d} = \frac{4.50}{1.80} = 2.5$.SE OBTIENE: $\frac{r}{d} = 0.657 \therefore r = 0.657 * 1.8 = 1.18 \text{ MT } \cdot 5$

$$\text{COCIENTE } \frac{B}{d} = \frac{\text{PLANTILLA}}{\text{TIRANTE}}$$



4 CANAL TRAPEZOIAL
TALUDES 1 1/2 : 1



$$\text{COCIENTE } \frac{r}{d} = \frac{\text{RADIO HIDRÁULICO}}{\text{TIRANTE}}$$

DIETRO:

SEA UN CANAL CON: $\begin{cases} B = 10.00 \text{ m} \\ d = 1.80 \text{ m} \\ \text{Taludes: } 1 \frac{1}{2} : 1 \end{cases}$; CON $\frac{B}{d} = \frac{10.00}{1.80} = 6.21$.SE OBTIENE: $\frac{r}{d} = 0.786 \therefore r = 0.786 * 1.8 = 1.26 \text{ MT } \cdot 5$

$$\text{COCIENTE } \frac{B}{d} = \frac{\text{PLANTILLA}}{\text{TIRANTE}}$$

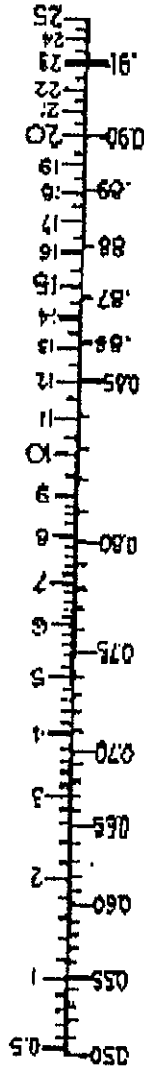


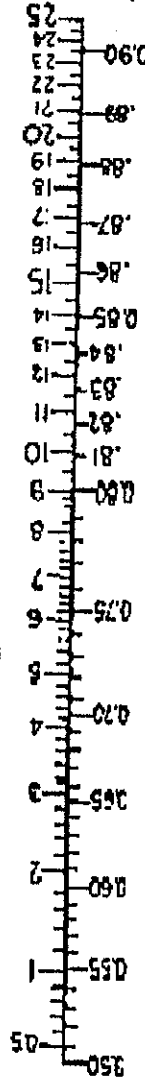
TABLA 5 APÉNDICE "A"
5. CANAL TRAPEZOIDAL
TALUDES 2:1



DIETRO

SEA UN CANAL CON: $\begin{cases} B = 18.00 \text{ m} \\ d = 1.65 \text{ m} \\ \text{Taludes: } 2:1 \end{cases}$; con $\frac{B}{d} = \frac{18.0}{1.65} = 10.91$, SE OBTIENE $\frac{L}{d} = 0.838 \therefore r = 0.838 * 1.65 = 1.38 \text{ MT } \cdot \text{S}$

$$\text{COCIENTE } \frac{B}{d} = \frac{\text{PLANTILLA}}{\text{TIRANTE}}$$



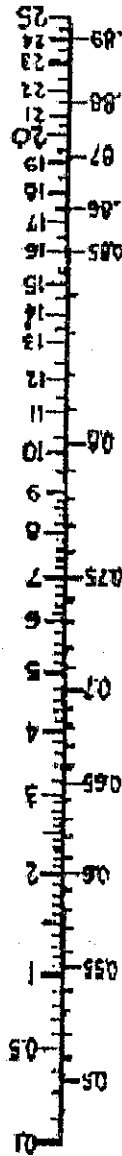
6. CANAL TRAPEZOIDAL
TALUDES 2 1/2 : 1



DIETRO

SEA UN CANAL CON: $\begin{cases} B = 15.00 \text{ m} \\ d = 2.70 \text{ m} \\ \text{Taludes: } 2 \frac{1}{2} : 1 \end{cases}$; con $\frac{B}{d} = \frac{15.0}{2.70} = 5.56$, SE OBTIENE $\frac{L}{d} = 0.736 \therefore r = 0.736 * 2.70 = 1.99 \text{ MT } \cdot \text{S}$

$$\text{COCIENTE } \frac{B}{d} = \frac{\text{PLANTILLA}}{\text{TIRANTE}}$$



$$\text{COCIENTE } \frac{r}{d} = \frac{\text{RADIO HIDRÁNICO}}{\text{TIRANTE}}$$

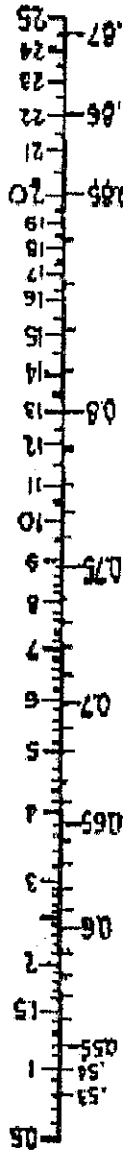
CÍRULO:

SEA UN CANAL CON: $\begin{cases} B = 8.00 \text{ m} \\ d = 3.15 \text{ m} \\ \text{Taludes: } 3 : 1 \end{cases}$; con $\frac{B}{d} = \frac{8.00}{3.15}$; con $\frac{r}{d} = 0.625$; $\therefore r = 0.625 * 3.15 = 1.97 \text{ MT } \cdot \text{J}$

TABLA 6 APÉNDICE "A"
7. CANAL TRAPEZOIDAL
TALUDES 3:1



$$\text{COCIENTE } \frac{B}{d} = \frac{\text{PLANTILLA}}{\text{TIRANTE}}$$



$$\text{COCIENTE } \frac{r}{d} = \frac{\text{RADIO HIDRÁNICO}}{\text{TIRANTE}}$$

CÍRULO:

SEA UN CANAL CON: $\begin{cases} B = 12.00 \text{ m} \\ d = 1.40 \text{ m} \\ \text{Taludes: } 4 : 1 \end{cases}$; con $\frac{B}{d} = \frac{12.00}{1.40}$; con $\frac{r}{d} = 0.747$; $\therefore r = 0.747 * 1.40 = 1.05 \text{ MT } \cdot \text{J}$

8. CANAL TRAPEZOIDAL
TALUDES 4:1



DIAGRAMA PARA OBTENER ÁREAS DE CANALES CON TALUDES 1/2:1

TABLA 7 APENDICE "A"

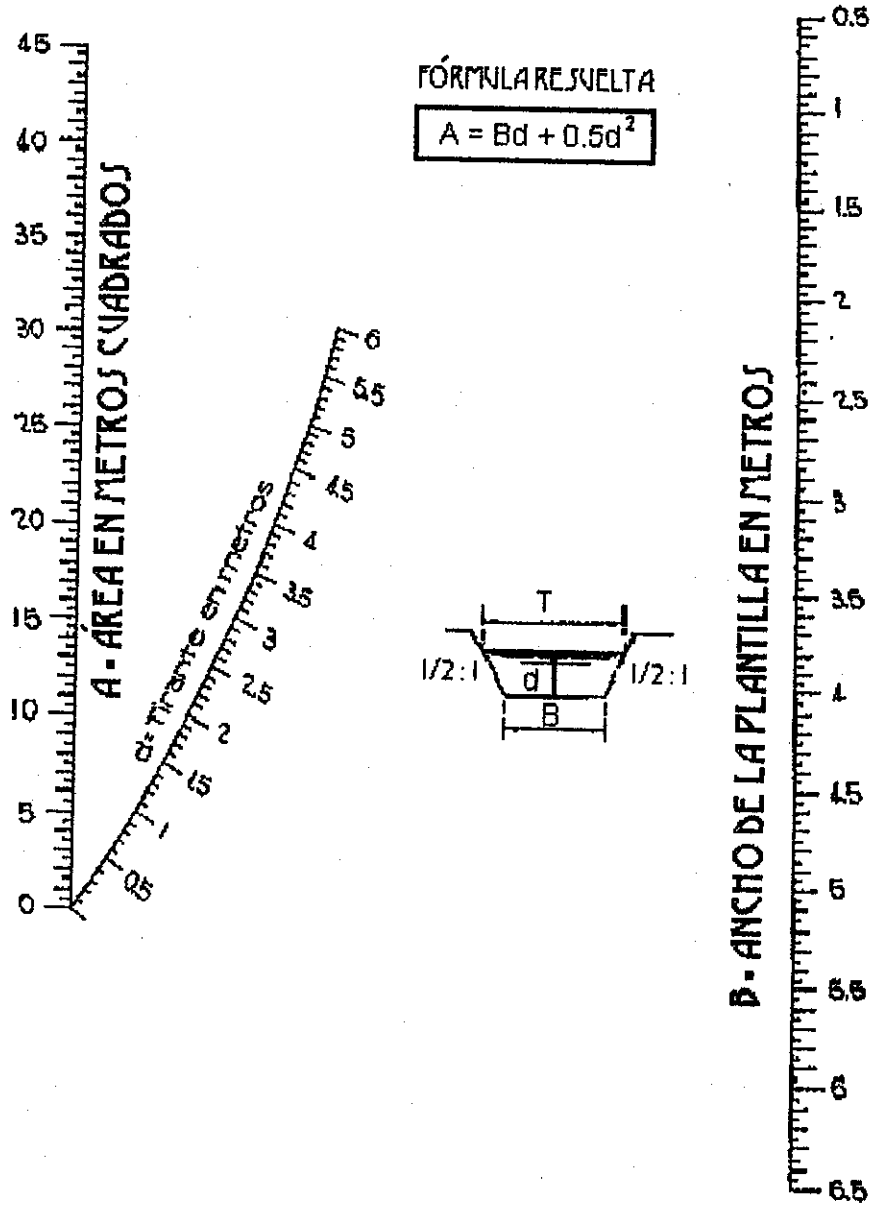


DIAGRAMA PARA OBTENER ÁREAS DE CANALES CON TALUDES 1:1

TABLA 8 APÉNDICE "A"

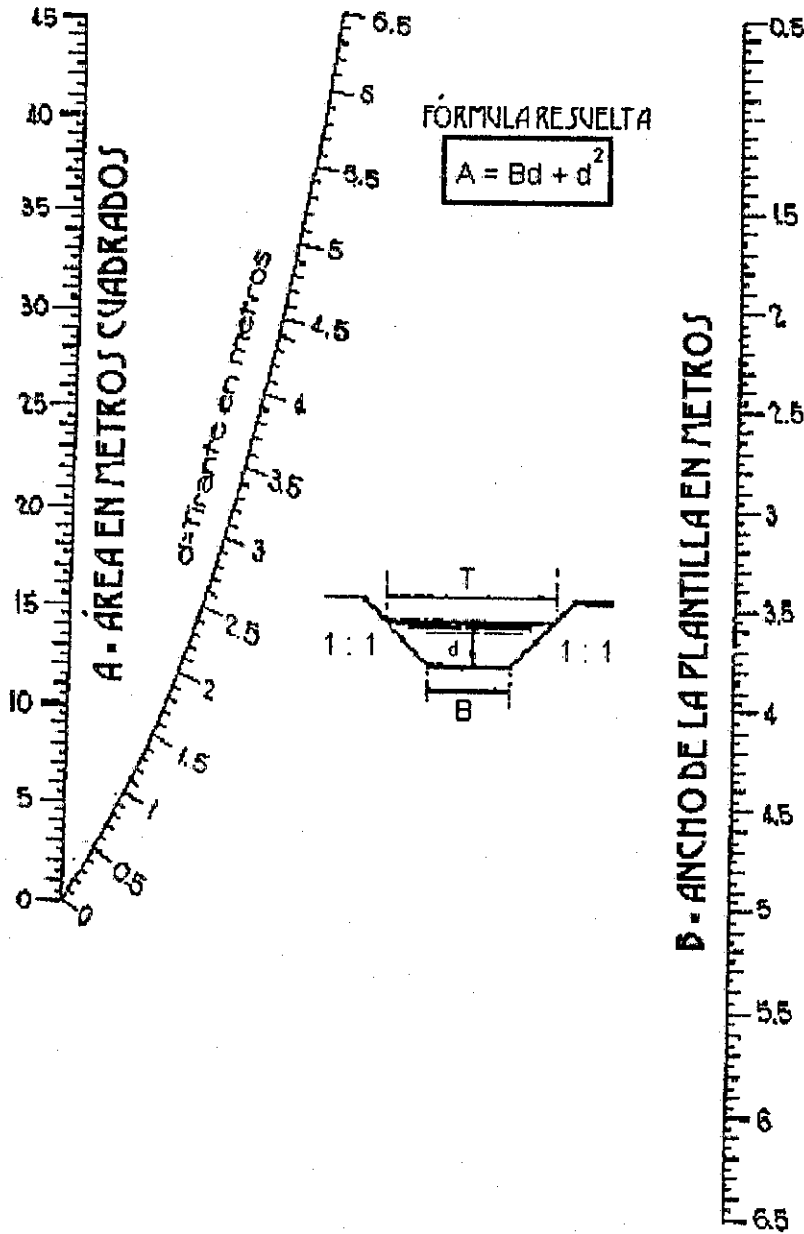


DIAGRAMA PARA OBTENER ÁREAS DE CANALES CON TALUDES 1.5:1

TABLA 9 APÉNDICE "A"

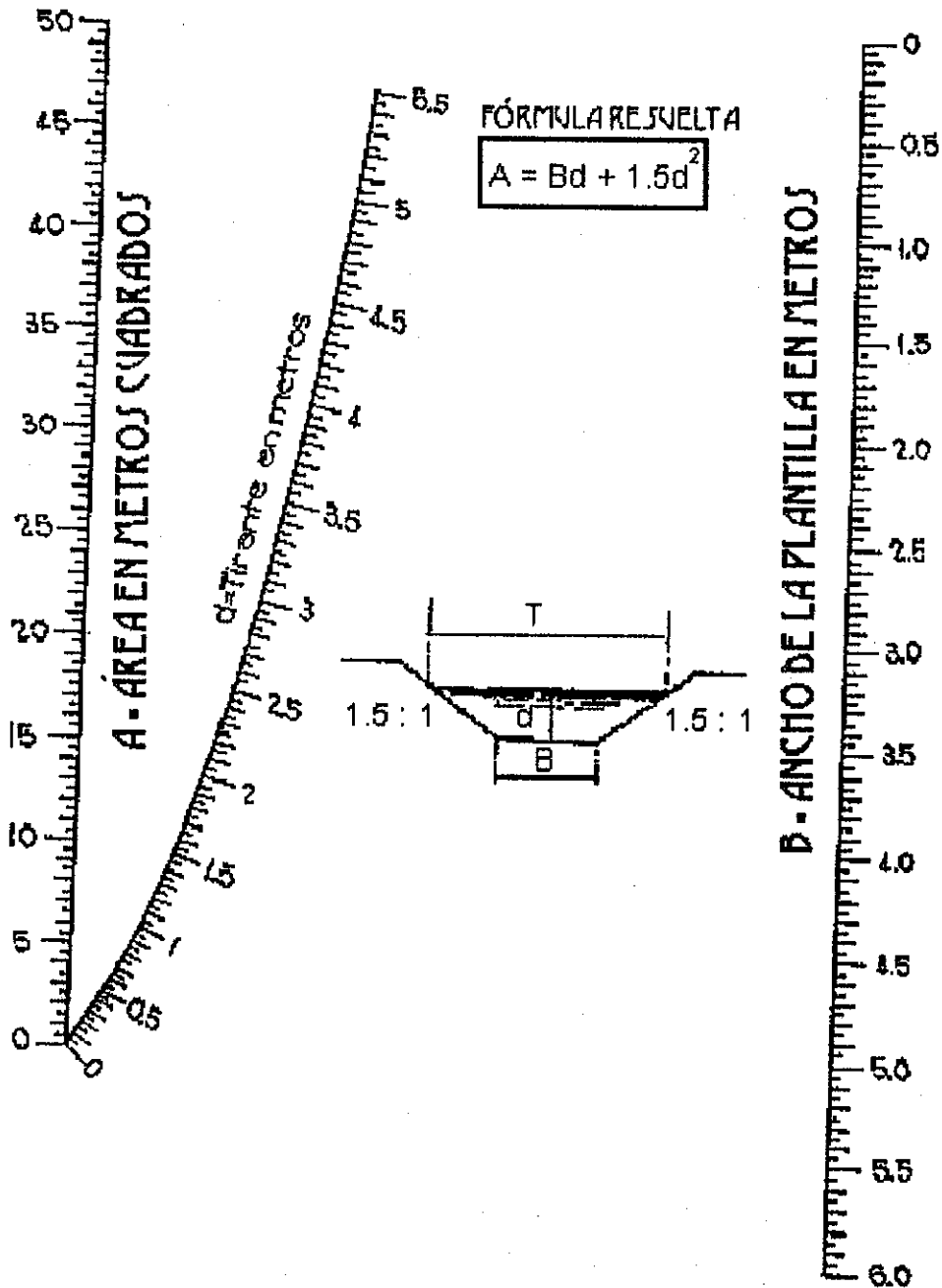


DIAGRAMA PARA OBTENER ÁREAS DE CANALES CON TALUDES 2:1

TABLA 10 APÉNDICE "A"

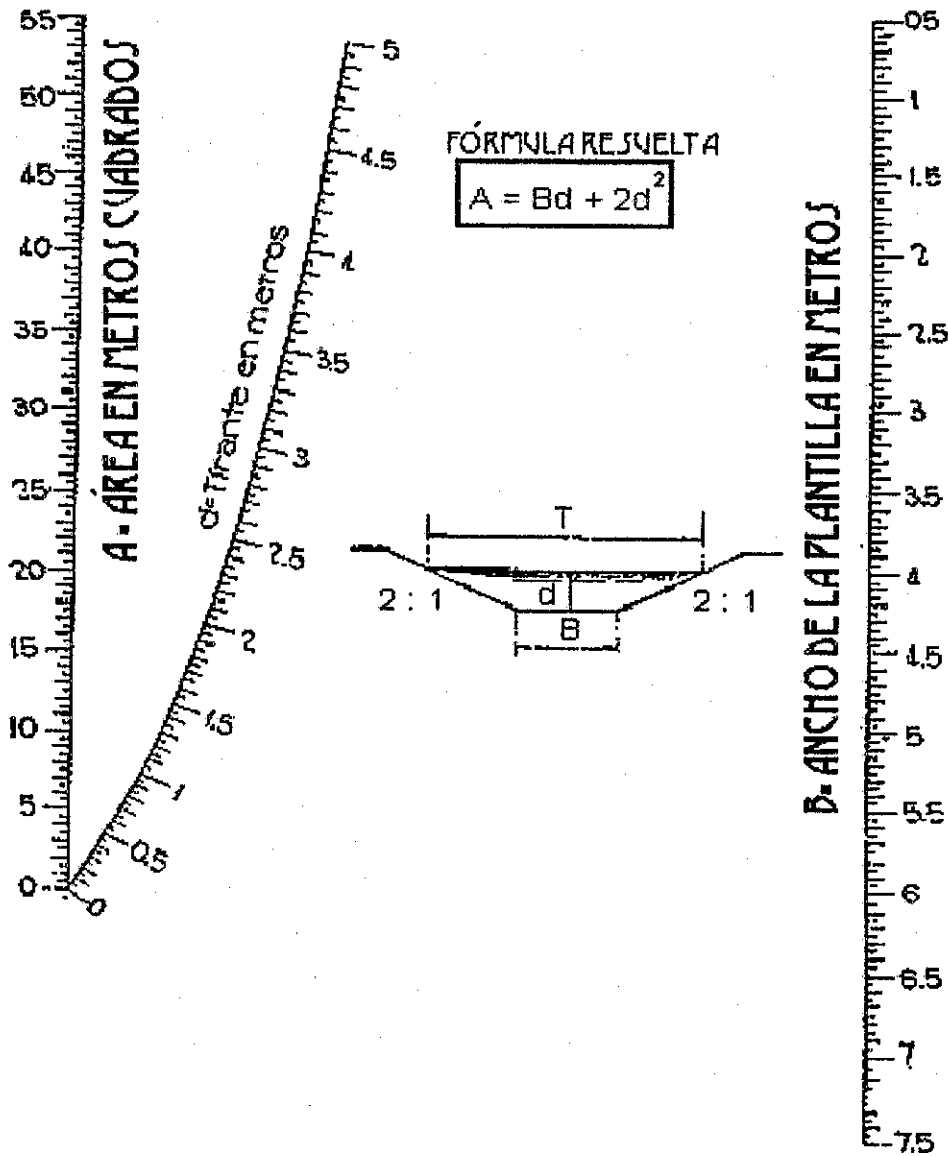
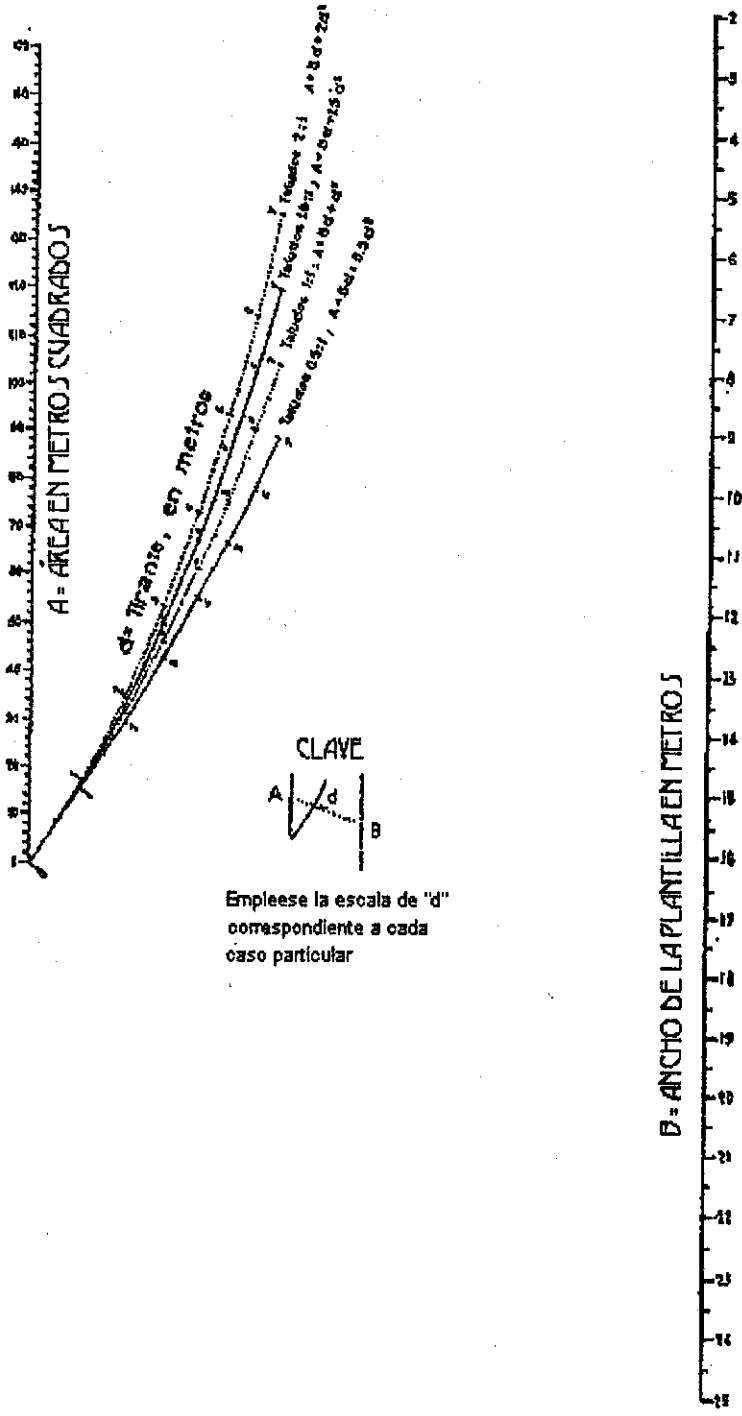


DIAGRAMA PARA OBTENER ÁREAS DE CANALES TRAPEZIALES

TALA II APÉNDICE "A"



Apéndice "A" Tabla Número 12

VOLORES DE n DADOS POR HORTON PARA SER EMPLEADOS EN LAS FÓRMULAS DE KUTTER Y MANNING.

SUPERFICIES	CONDICIONES DE LAS PAREDES			
	PERFECTAS	BUENAS	MEDIANA MENTE BUENAS	MALAS
Tubería fierro forjado negro comercial.	.012		.014	.015
Tubería fierre forjado galvanizado comercial.	.013	.014	0.15	.017
Tubería de latón o vidrio.	.009	.010	.011	.013
Tubería acero remachado en espiral.	.013	.015 *	.017*	.017
Tubería de barro vitrificado.	.010	.013*	.015	.017
Tubos comunes de barro para drenajes.	.011	.012*	.014*	.015
Tabique vidriado.	.011	.012	.013*	.017
Tabique con mortero de cemento; albañales de tabique.	.012	.013	.015*	.013
Superficies de cemento pulido.	.010	.011	.012	.015
Superficies aplanadas con mortero de cemento.	.011	.012	.013*	.016
Tuberías de concreto.	.012	.013	.015*	.013
Tuberías de duela.	.010	.011	.012	.013
ACUEDUCTOS DE TABLON				
Labrado.	.010	.012*	.013	.014
Sin labrar.	.011	.013*	.014	.015
Con astillas.	.012	.015*	.016	
Canales revestidos con concreto.	.012	.014*	.016*	.018
Superficies de mampostería con concreto.	.017	.020	.025	.030
Superficies de mampostería seca.	.025	.030	.033	.035
Acueductos semicirculares metálicos, lisos.	.011	.012	.013	.015
Acueductos semicirculares metálicos corrugados.	.0225	.025	.0275	.030
CANALES Y ZANJAS:				
En tierra, alineados y uniformes.	.017	0.20	.0225	.025

SUPERFICIES	CONDICIONES	DE LAS	PAREDES	MALAS
	PERFECTAS	BUENAS	MEDIANA- MENTE BUENAS	
En roca, lisos y uniformes.	.025	0.30	.033*	.035
En roca, con salientes y sinuosos.	.035	0.40	.045	
Sinuosos y de escurrimiento lento.	.0225	.025*	.0275	.030
Dragados en tierra.	.025	.0275*	.030	.033
Con lecho pedregoso y bordo de tierra enhierbados.	.025	.030	.035*	.040
Plantilla de tierra, taludes ásperos.	.028	.030*	.033*	0.35
CORRIENTES NATURALES:				
(1) Limpios, bordos rectos, llenos, sin hendeduras ni charcos profundos.	.025	0.275	.030	.033
(2) Igual a (1) pero con algo de hierba y piedra.	.030	.033	.035	.040
(3) Sinuosos, algunos charcos y escollos, limpio.	.033	0.35	.040	.045
(4) Igual a (3), de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	.040	.045	.050	.055
(5) Igual a (3), algo de hierba y piedras.	.035	.040	.045	.050
(6) Igual a (4), secciones pedregosas.	.045	0.50	.055	.060
(7) Ríos pedregosos, cauce enhierbado o con charcos profundos.	.050	.060	.070	.080
(8) Playas muy enhierbadas	.075	.100	125	.150

(*) Valores comúnmente empleados al proyectar

Apéndice "A" Tabla Número 13

VALORES DE γ PARA EMPLEARSE EN LA FÓRMULA DE BAZIN

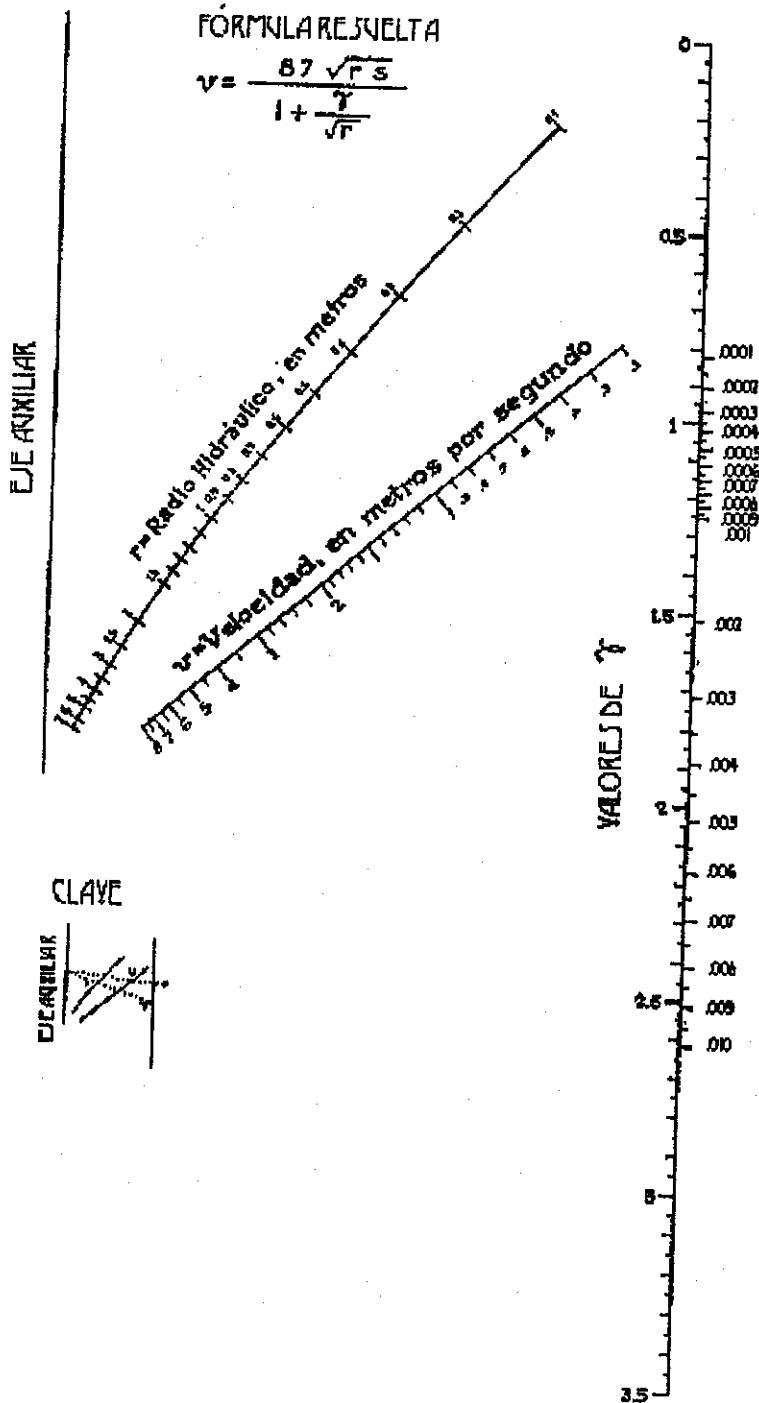
SUPERFICIE	NATURALEZA DE LAS PAREDES			
	Perfectas	Buenas	Medianamente Buenas	Malas
Tubos de albañal, vitrificados	.06	.22	.33	.50
Tubos de barro, comunes	.11	.17	.28	.50
Mampostería con mortero de cemento	.14	.22	.33	.50
Superficies de cemento, pulidas	.00	.06	.14	.22
Aplanados de cemento	.06	.11	.22	.33
Tubería de concreto	.14	.22	.33	.41
Acueductos de duela o tablonces, cepillados	.00	.14	.22	.28
Acueductos de tablonces sin cepillar	.06	.22	.28	.33
Acueductos de tablonces con astillas y palos	.14	.33	.41	.55
Canales revestidos con concreto	.14	.28	.41	.55
Mampostería de piedras irregulares o sin labrar	.50	.69	1.05	1.38
Mampostería seca, zampeados	1.90	1.38	1.60	1.74
Piedra labrada, sillería, paredes de ladrillo	.22	.28	.36	.50
Acueductos de lámina, lisos	.06	.14	.22	.33
Acueductos de lámina corrugada	.88	1.05	1.21	1.38
Canales de tierra en buenas condiciones	.50	.69	.88	1.05
Canales de tierra, con maleza y piedras, sinuosos, etc.	1.05	1.38	1.74	2.10
Canales excavados en roca	1.38	1.74	2.04	2.32
Corrientes naturales, en buenas condiciones	1.05	1.38	1.74	2.10
Corrientes naturales, con maleza, cantos rodados, rocas, Etc.	1.74	2.43	3.48	4.86

FÓRMULA DE BAZIN

TABLA 14 APÉNDICE "A"

FÓRMULA RESUELTA

$$v = \frac{87 \sqrt{r s}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{r}}}$$

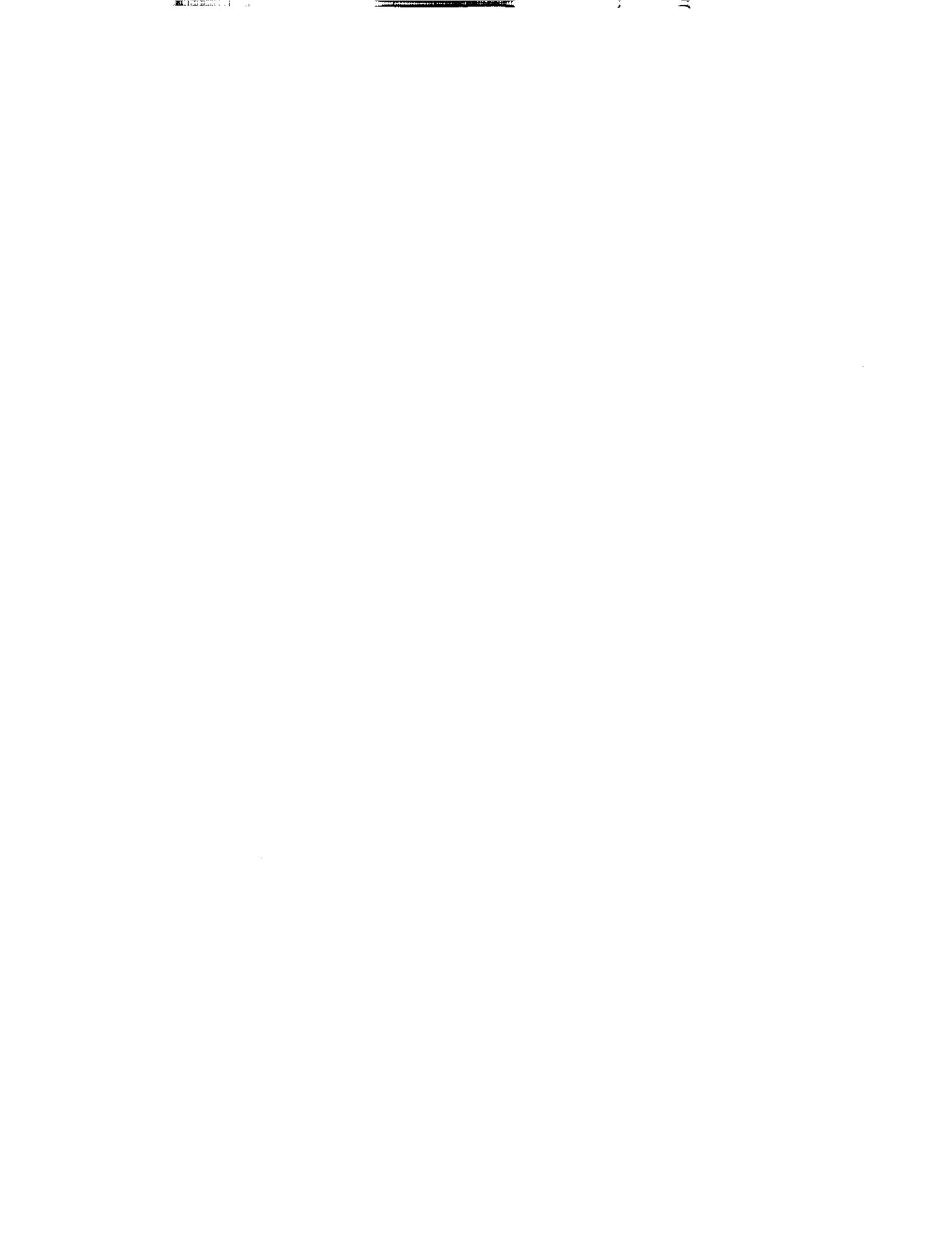


CLAVE

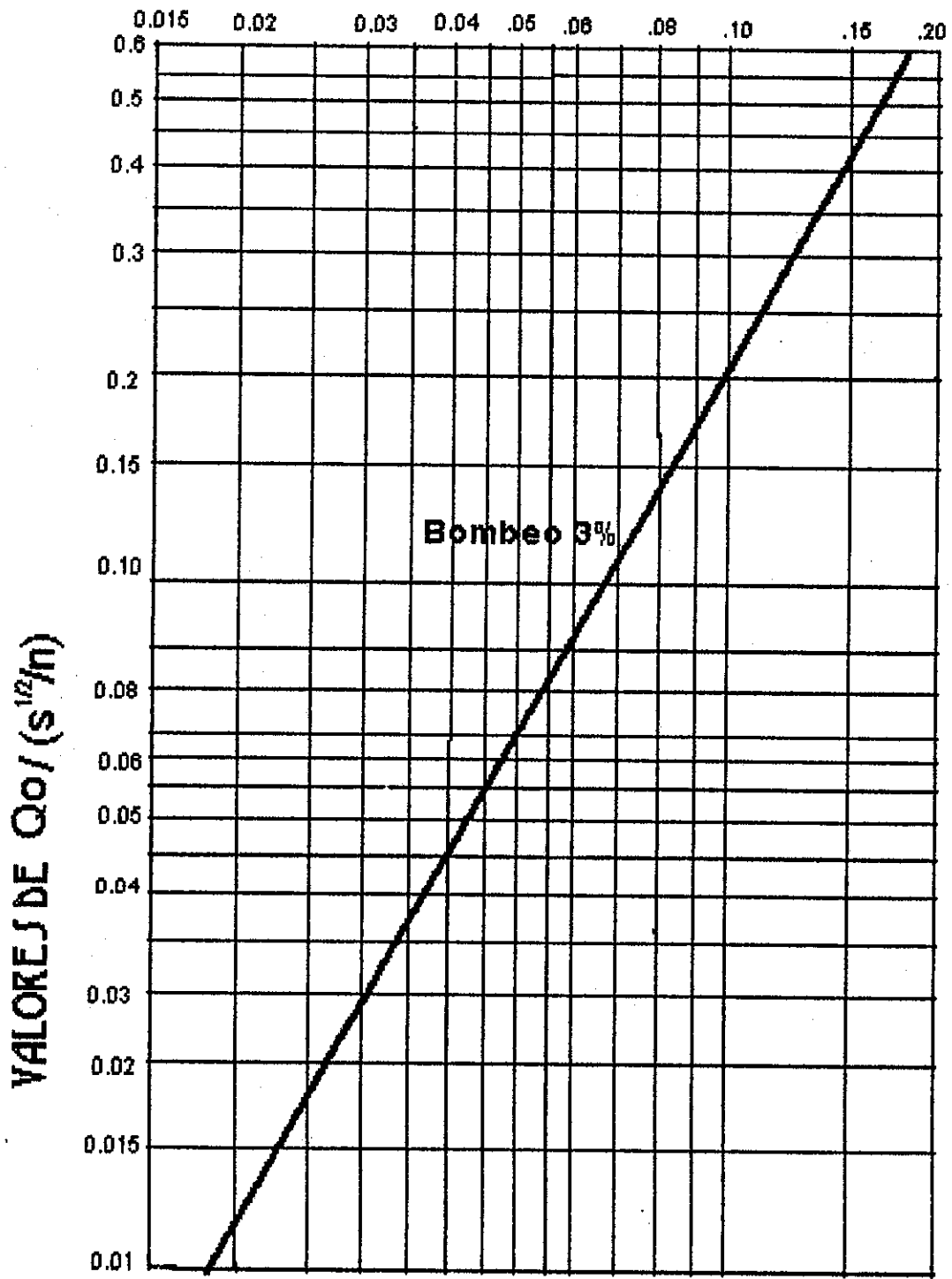




APÉNDICE B



VALORES DE Q/L



GRÁFICA I APÉNDICE "B"

Datos para calcular $(V^2/2g) + Y_o$ en pies dando origen a la gráfica 2 apéndice "B"
 Para Bombes del 2%

$$(V^2/2g) + Y_o = [0.0028 * ((s^5.5)/n^3 * 1.5 * Q_o^{0.5}) + 0.308 * (Q_o^{0.3}/8) / (((s^5.5)/n^3)^{0.8})]$$

Caudal $Q_o=0.3$

$(s^5.5)/n$	$[(s^5.5)/n]^3/2$	$[(s^5.5)/n]^3/8$	A	B	A+B= $(V^2/2g) + Y_o$
4	8	1.68179283	0.001535 $[(s^5.5)/n]^3/2$	0.1962 $[(s^5.5)/n]^3/8$	0.128941218
6	14.6969385	1.95797309	0.01228	0.116661218	0.122765468
8	22.627417	2.18101547	0.022559801	0.089958097	0.124691182
10	31.6227766	2.37137371	0.034733085	0.082736854	0.131277816
14	52.3832034	2.69028329	0.048540962	0.072929123	0.15333734
18	76.3675324	2.95615492	0.117224162	0.066369999	0.183594162
22	103.189147	3.18719405	0.15839534	0.06155885	0.21995419
26	132.574507	3.39324334	0.203501869	0.057820787	0.261322656
30	164.316767	3.58030867	0.252226238	0.054799744	0.307025982

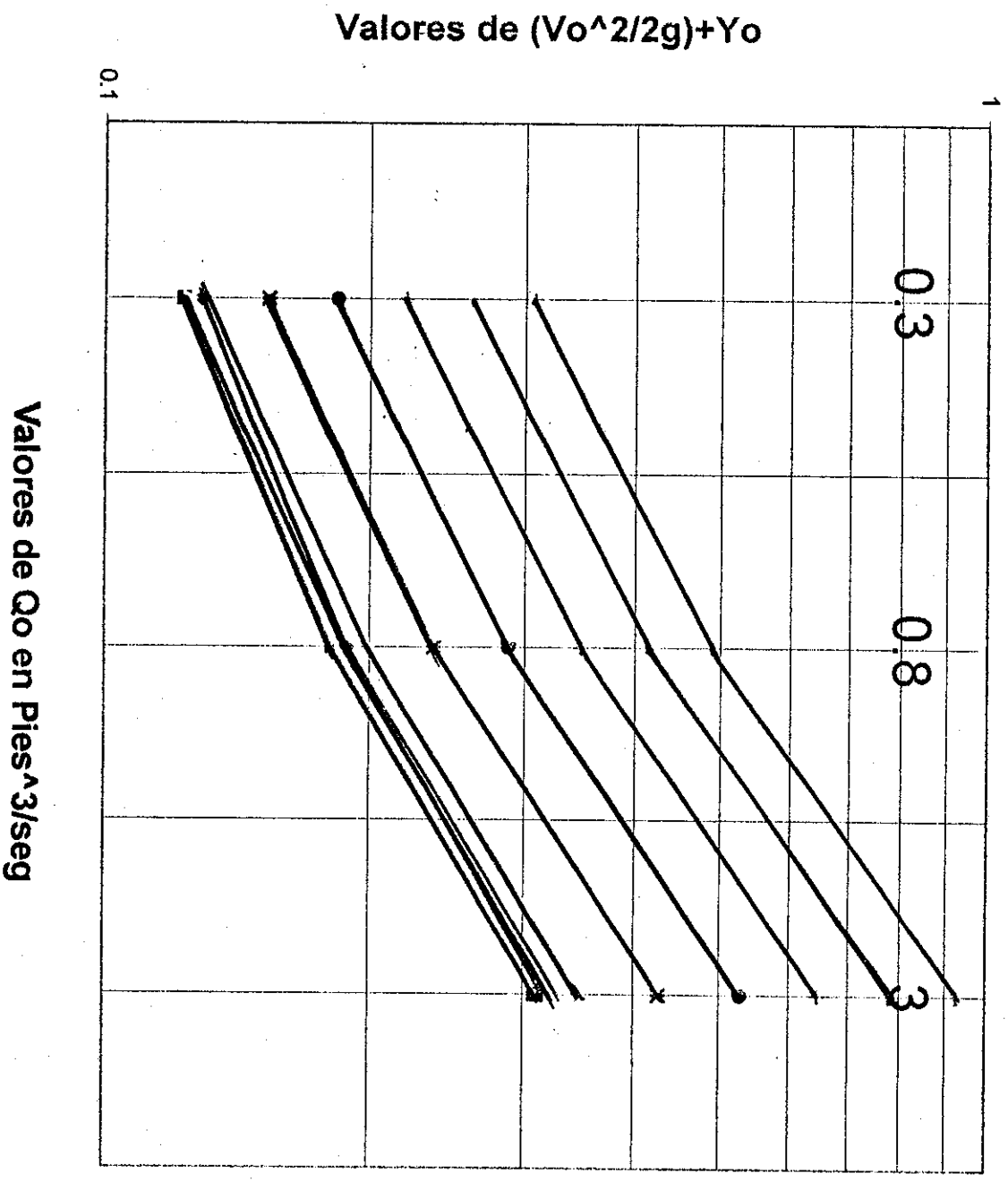
Caudal $Q_o=0.8$

$(s^5.5)/n$	$[(s^5.5)/n]^3/2$	$[(s^5.5)/n]^3/8$	A	B	A+B= $(V^2/2g) + Y_o$
4	8	1.68179283	0.002504 $[(s^5.5)/n]^3/2$	0.283276 $[(s^5.5)/n]^3/8$	0.188468917
6	14.6969385	1.95797309	0.020032	0.144678189	0.181479322
8	22.627417	2.18101547	0.036801134	0.129882619	0.186541671
10	31.6227766	2.37137371	0.056659052	0.119456499	0.198639931
14	52.3832034	2.69028329	0.079183433	0.105295974	0.236463516
18	76.3675324	2.95615492	0.131167541	0.095825831	0.287050132
22	103.189147	3.18719405	0.191224301	0.088879433	0.347265057
26	132.574507	3.39324334	0.258385623	0.083482371	0.415448938
30	164.316767	3.58030867	0.331966566	0.079120552	0.490569738

Caudal $Q_o=3.0$

$(s^5.5)/n$	$[(s^5.5)/n]^3/2$	$[(s^5.5)/n]^3/8$	A	B	A+B= $(V^2/2g) + Y_o$
4	8	1.68179283	0.004850 $[(s^5.5)/n]^3/2$	0.465020 $[(s^5.5)/n]^3/8$	0.315302546
6	14.6969385	1.95797309	0.0388	0.276502546	0.308780862
8	22.627417	2.18101547	0.071280152	0.23750071	0.322955583
10	31.6227766	2.37137371	0.109742972	0.21321261	0.349467775
14	52.3832034	2.69028329	0.153370467	0.196097308	0.426910222
18	76.3675324	2.95615492	0.254058537	0.172851685	0.527688226
22	103.189147	3.18719405	0.370382532	0.157305694	0.646369994
26	132.574507	3.39324334	0.500467362	0.145902632	0.780029288
30	164.316767	3.58030867	0.642986361	0.137042927	0.926818977

Gráfica 2 Apéndice "B" Valores de $(V_o^2/2g) + Y_o$
(bombeo 2%)



- $S \sqrt{0.5/n} = 4$
- $S \sqrt{0.5/n} = 6$
- ▲— $S \sqrt{0.5/n} = 8$
- ×— $S \sqrt{0.5/n} = 10$
- *— $S \sqrt{0.5/n} = 14$
- $S \sqrt{0.5/n} = 18$
- +— $S \sqrt{0.5/n} = 22$
- $S \sqrt{0.5/n} = 26$
- $S \sqrt{0.5/n} = 30$

Datos para calcular $(V^2/2g) + Y_0$ en pies dando origen a la gráfica 3 apéndice "B"
 Para Bombos del 3%
 $(V^2/2g) + Y_0 = f(0.00335 \cdot [(s^5 \cdot 5)/n]^4 \cdot 1.5 \cdot Q_0^{0.5}) + 0.35869 \cdot (Q_0^{0.3/8}) / \{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/8\}$

Caudal $Q_0=0.3$

$(s^5 \cdot 5)/n$	$\{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/2\}$	$\{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/8\}$	A		B		A+B= $(V_0^2/2g) + Y_0$
			$0.001835 \cdot \{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/2\}$	0.01468	$0.228370 / \{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/8\}$	0.135789614	
4	8	1.68179283					0.150469614
6	14.6969385	1.95797309	0.026696882	0.116635924	0.116635924	0.143604606	0.143604606
8	22.627417	2.18101547	0.04152131	0.104708107	0.104708107	0.146229417	0.146229417
10	31.6227766	2.37137371	0.058027795	0.09630283	0.09630283	0.154330626	0.154330626
14	52.3832034	2.69028329	0.096123178	0.084886971	0.084886971	0.18101015	0.18101015
18	76.3675324	2.95615492	0.140134422	0.077252379	0.077252379	0.217386801	0.217386801
22	103.189147	3.18719405	0.189352084	0.071652368	0.071652368	0.261004452	0.261004452
26	132.574507	3.39324334	0.243274221	0.067301392	0.067301392	0.310575613	0.310575613
30	164.316767	3.58030867	0.301521268	0.063785003	0.063785003	0.365306271	0.365306271

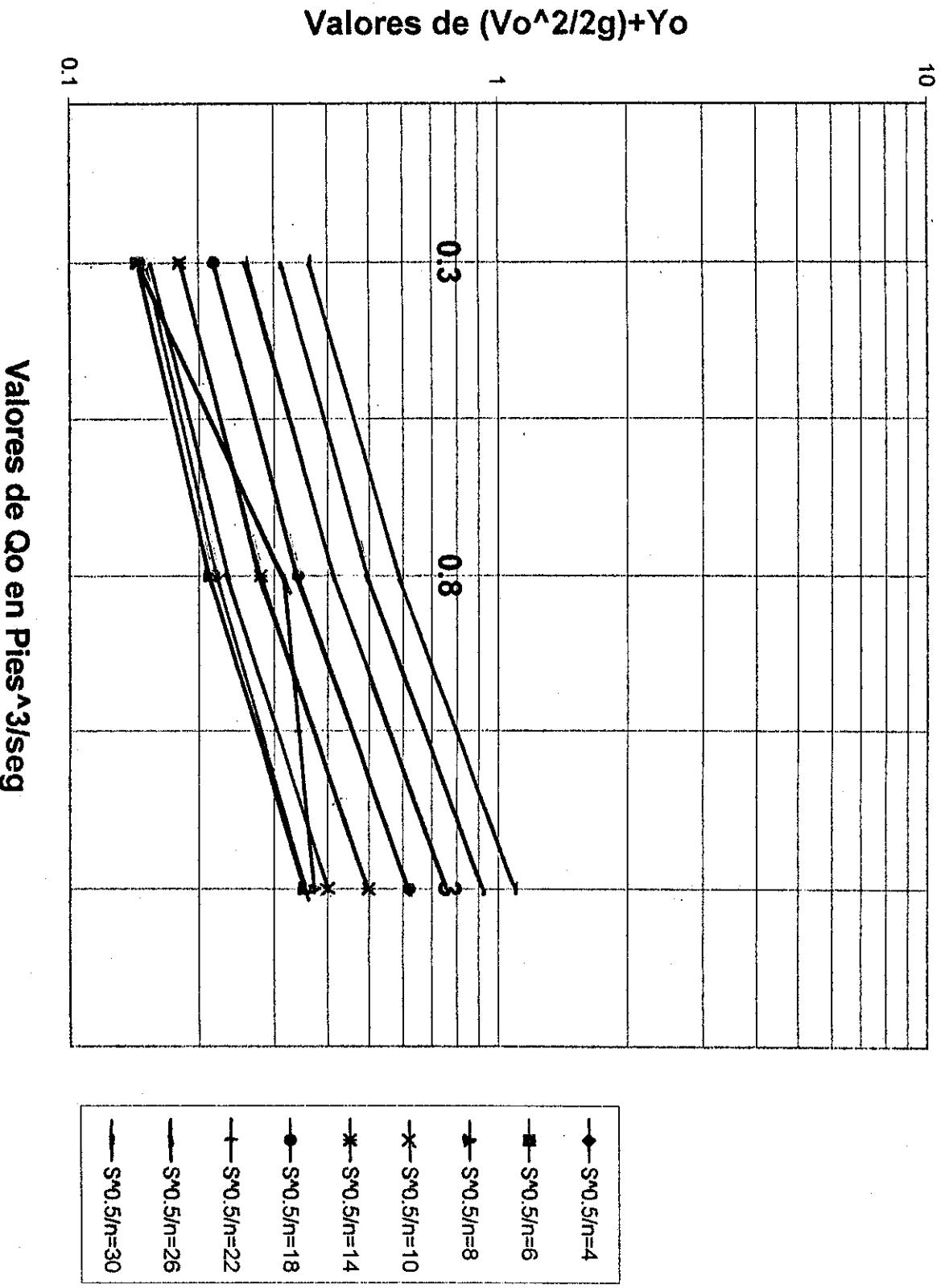
Caudal $Q_0=0.8$

$(s^5 \cdot 5)/n$	$\{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/2\}$	$\{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/8\}$	A		B		A+B= $(V_0^2/2g) + Y_0$
			$0.002996 \cdot \{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/2\}$	0.023968	$0.329897 / \{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/8\}$	0.19615793	
4	8	1.68179283					0.22012593
6	14.6969385	1.95797309	0.044032028	0.168489037	0.168489037	0.212521064	0.212521064
8	22.627417	2.18101547	0.067791741	0.151258441	0.151258441	0.219050183	0.219050183
10	31.6227766	2.37137371	0.094741839	0.139116411	0.139116411	0.23385825	0.23385825
14	52.3832034	2.69028329	0.156940077	0.122625376	0.122625376	0.279565454	0.279565454
18	76.3675324	2.95615492	0.228797127	0.111596655	0.111596655	0.340393782	0.340393782
22	103.189147	3.18719405	0.309154694	0.103507033	0.103507033	0.412661717	0.412661717
26	132.574507	3.39324334	0.397193224	0.097221734	0.097221734	0.494414958	0.494414958
30	164.316767	3.58030867	0.492293035	0.092142055	0.092142055	0.58443509	0.58443509

Caudal $Q_0=3.0$

$(s^5 \cdot 5)/n$	$\{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/2\}$	$\{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/8\}$	A		B		A+B= $(V_0^2/2g) + Y_0$
			$0.005802 \cdot \{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/2\}$	0.046416	$0.521551 / \{[(s^5 \cdot 5)/n]^3/8\}$	0.31011608	
4	8	1.68179283					0.35653208
6	14.6969385	1.95797309	0.085271637	0.266372915	0.266372915	0.351644552	0.351644552
8	22.627417	2.18101547	0.131284273	0.239132188	0.239132188	0.370416461	0.370416461
10	31.6227766	2.37137371	0.18347535	0.219936233	0.219936233	0.403411583	0.403411583
14	52.3832034	2.69028329	0.303927346	0.193864714	0.193864714	0.49779206	0.49779206
18	76.3675324	2.95615492	0.443084423	0.176428846	0.176428846	0.619513269	0.619513269
22	103.189147	3.18719405	0.598703429	0.16363955	0.16363955	0.762342979	0.762342979
26	132.574507	3.39324334	0.769197292	0.153702799	0.153702799	0.922900091	0.922900091
30	164.316767	3.58030867	0.9533365884	0.145672077	0.145672077	1.09903796	1.09903796

Gráfica 3 Apéndice "B" Valores de $(V_o^2/2g)+Y_o$ (bombeo 3%)



Datos para plotear E con la depresión
 $W = 2.62$ pies = 0.80 mts
 $a = 0.23$ pies = 0.07 mts

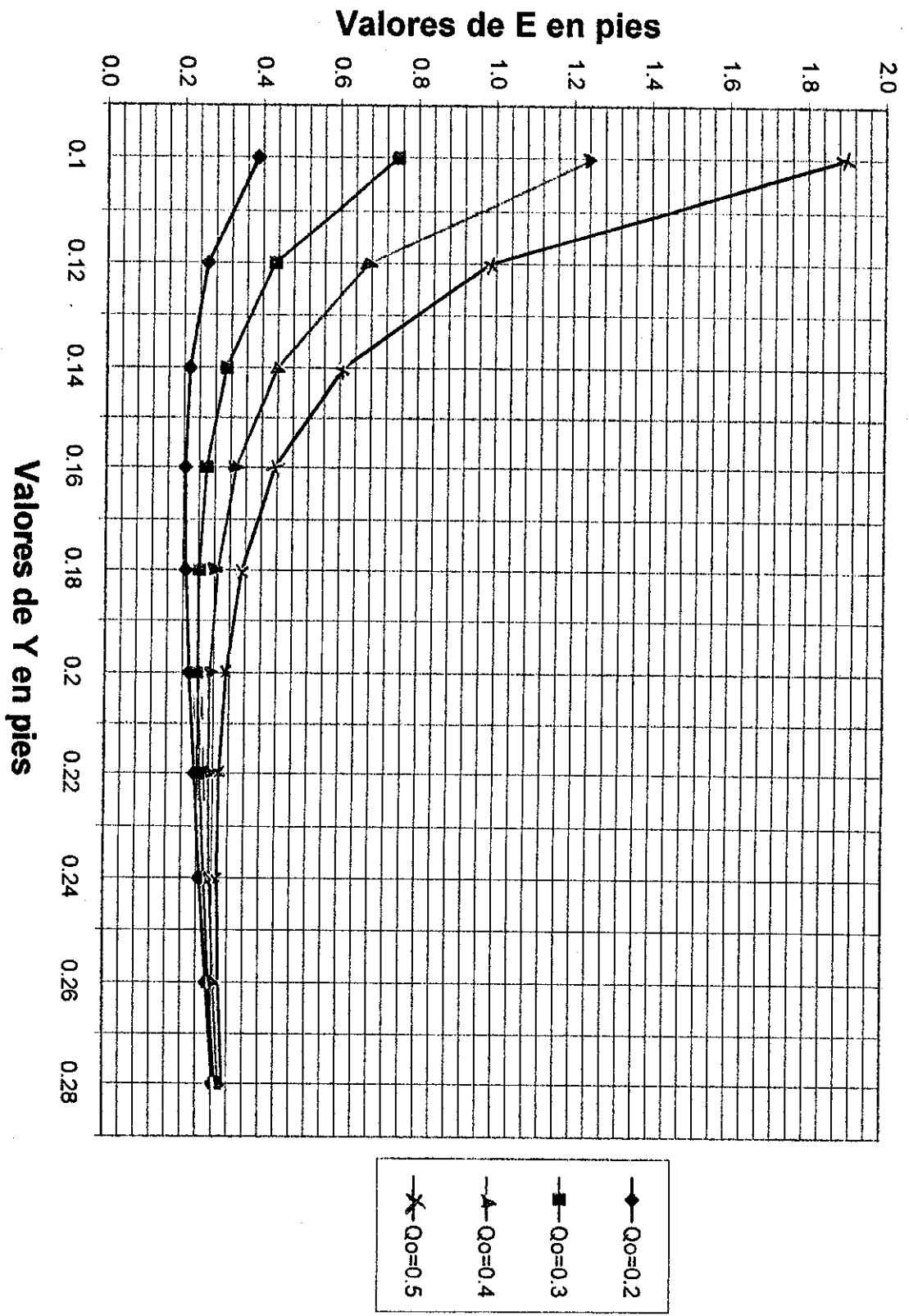
Bombeo 2% dando origen a la gráfica 4 apéndice "B"
 Trágante de ángulo externo = 9.3
 Para Caudales que varían de $Q_0 = 0.2$ a 2.0 pies³/seg

Y	A	$2xgxA^2$	$Q_0=0.2$		$Q_0=0.3$		$Q_0=0.4$		$Q_0=0.5$	
			$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E
0.1	0.04650	0.13918	0.28739	0.38739	0.64663	0.74663	1.14956	1.24956	1.79618	1.89618
0.12	0.06696	0.28861	0.13859	0.25859	0.31184	0.43184	0.55438	0.67438	0.86621	0.98621
0.14	0.09114	0.53469	0.07481	0.21481	0.16832	0.30832	0.29924	0.43924	0.46756	0.60756
0.16	0.11904	0.91216	0.04385	0.20385	0.09867	0.25867	0.17541	0.33541	0.27408	0.43408
0.18	0.15066	1.46110	0.02738	0.20738	0.06160	0.24160	0.10951	0.28951	0.17110	0.35110
0.2	0.18600	2.22694	0.01796	0.21796	0.04041	0.24041	0.07185	0.27185	0.11226	0.31226
0.22	0.22506	3.26047	0.01227	0.23227	0.02760	0.24760	0.04907	0.26907	0.07668	0.29668
0.24	0.26784	4.61779	0.00866	0.24866	0.01949	0.25949	0.03465	0.27465	0.05414	0.29414
0.26	0.31434	6.36038	0.00629	0.26629	0.01415	0.27415	0.02516	0.28516	0.03931	0.29931
0.28	0.36456	8.55503	0.00468	0.28468	0.01052	0.29052	0.01870	0.29870	0.02922	0.30922

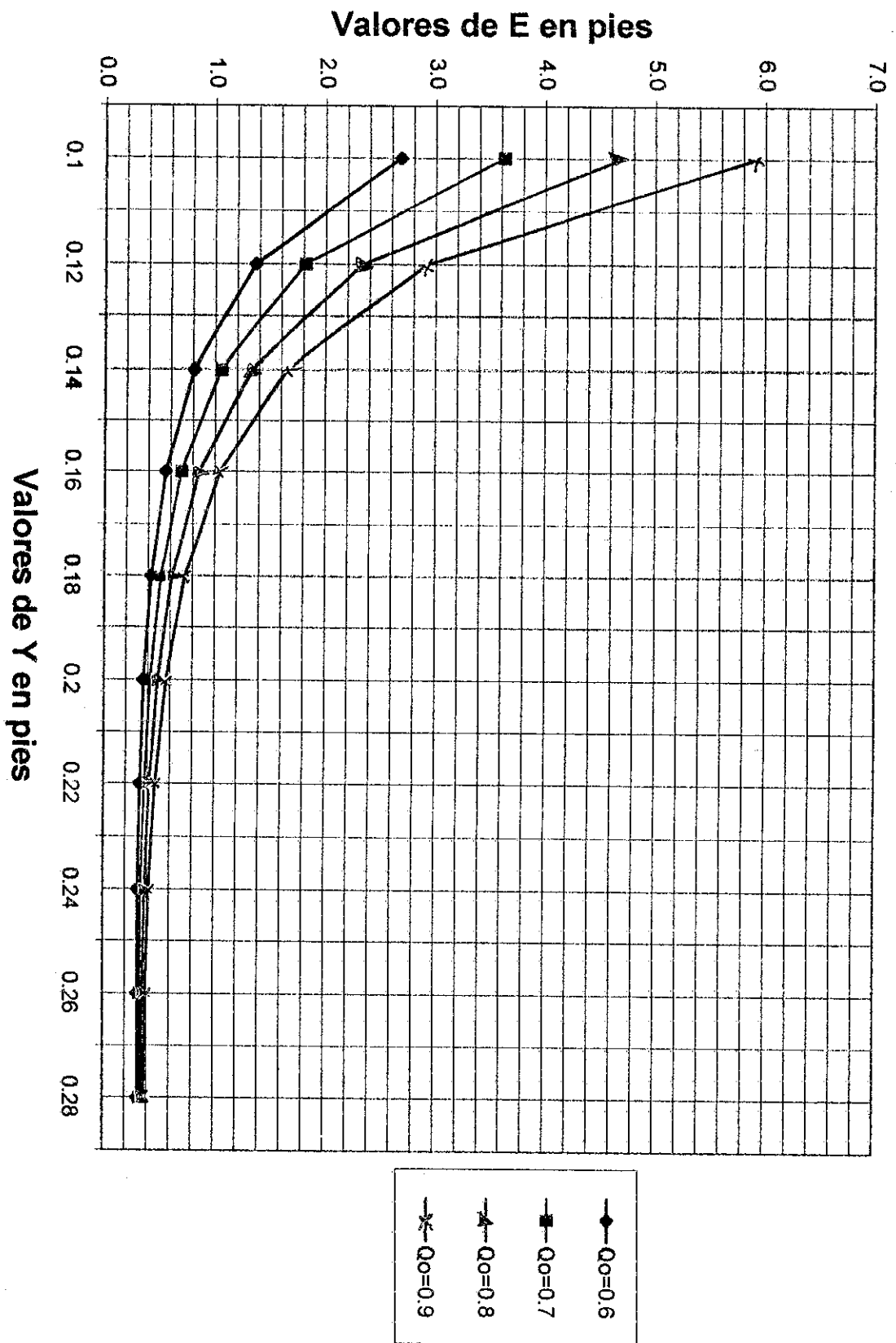
Y	$Q_0=0.6$		$Q_0=0.7$		$Q_0=0.8$		$Q_0=0.9$	
	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E
0.1	2.58650	2.68650	3.52052	3.62052	4.59823	4.69823	5.81963	5.91963
0.12	1.24735	1.36735	1.69778	1.81778	2.21751	2.33751	2.80654	2.92654
0.14	0.67329	0.81329	0.91642	1.05642	1.19696	1.33696	1.51490	1.65490
0.16	0.39467	0.55467	0.53719	0.69719	0.70163	0.86163	0.88801	1.04801
0.18	0.24639	0.42639	0.33536	0.51536	0.43803	0.61803	0.55438	0.73438
0.2	0.16166	0.36166	0.22003	0.42003	0.28739	0.48739	0.36373	0.56373
0.22	0.11041	0.33041	0.15029	0.37029	0.19629	0.41629	0.24843	0.46843
0.24	0.07796	0.31796	0.10611	0.34611	0.13859	0.37859	0.17541	0.41541
0.26	0.05660	0.31660	0.07704	0.33704	0.10062	0.36062	0.12735	0.38735
0.28	0.04208	0.32208	0.05728	0.33728	0.07481	0.35481	0.09468	0.37468

Y	$Q_0=1.0$		$Q_0=1.5$		$Q_0=2.0$	
	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E
0.1	7.18473	7.28473	16.16565	16.26565	28.73893	28.83893
0.12	3.46486	3.58486	7.79593	7.91593	13.85944	13.97944
0.14	1.87024	2.01024	4.20805	4.34805	7.48098	7.62098
0.16	1.09630	1.25630	2.46668	2.62668	4.38521	4.54521
0.18	0.68442	0.86442	1.53994	1.71994	2.73767	2.91767
0.2	0.44905	0.64905	1.01035	1.21035	1.79618	1.99618
0.22	0.30670	0.52670	0.69008	0.91008	1.22682	1.44682
0.24	0.21655	0.45655	0.48725	0.72725	0.86621	1.10621
0.26	0.15722	0.41722	0.35375	0.61375	0.62889	0.88889
0.28	0.11689	0.39689	0.26300	0.54300	0.46756	0.74756

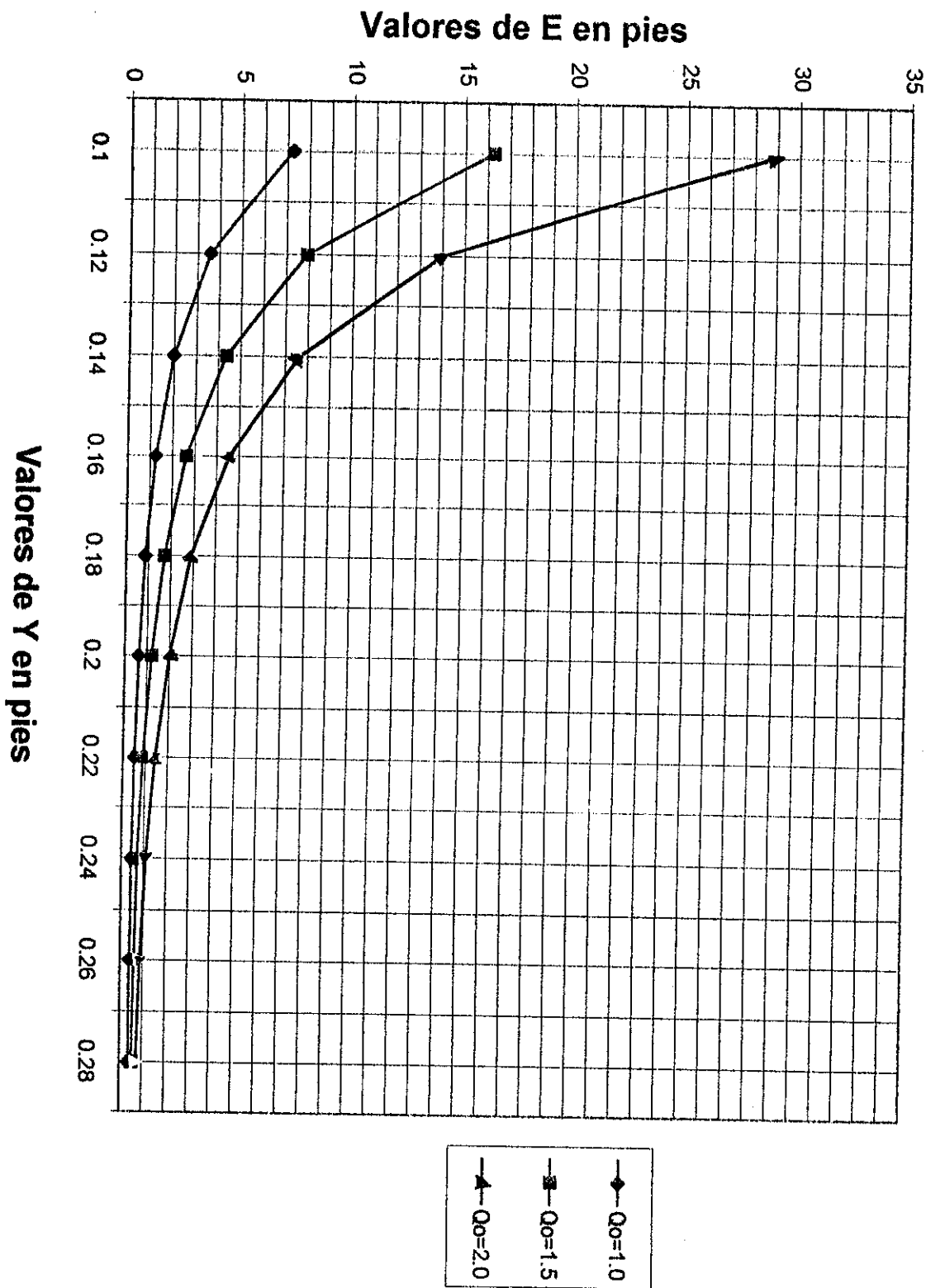
Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.23$ Bombeo=2% gráfica 4 apéndice "B"



Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.23$ Bombeo=2% gráfica 4
 apéndice "B"



Curvas de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.23$ Bombeo=2% gráfica 4 apéndice "B"



Datos para plotear E con la depresión
 $W = 2.62$ pies = 0.80 mts
 $a = 0.23$ pies = 0.07 mts

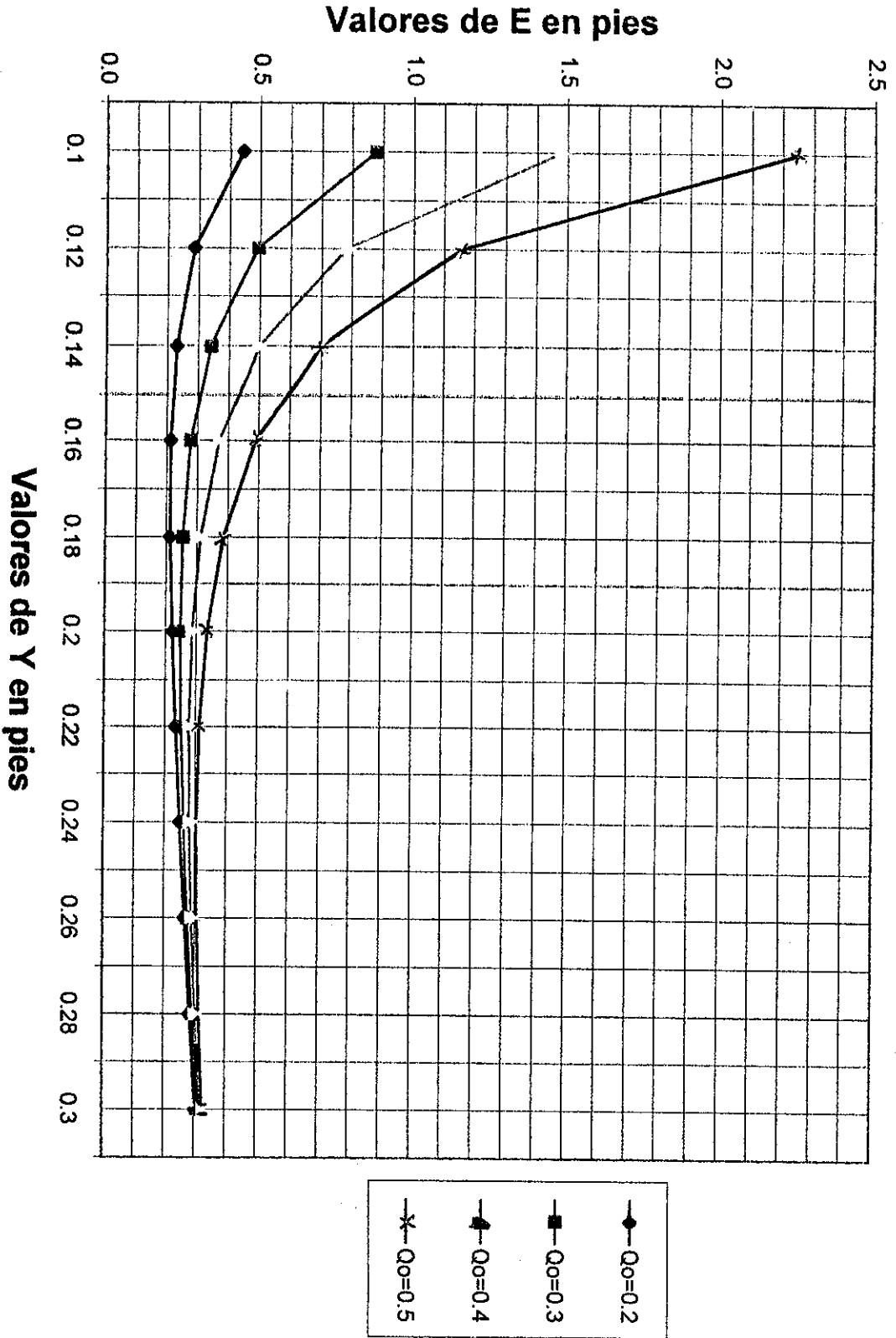
Bombeo 3% dando origen a la gráfica 5 apéndice "B"
 Tragante de ángulo externo = 8.49
 Para Caudales que varían de $Q_0 = 0.2$ a 2.0 pies³/seg

Y	A	$2xyA^2$	$Q_0=0.2$		$Q_0=0.3$		$Q_0=0.4$		$Q_0=0.5$	
			$Q_0^2/2xyA^2$	E	$Q_0^2/2xyA^2$	E	$Q_0^2/2xyA^2$	E	$Q_0^2/2xyA^2$	E
0.1	0.04245	0.11599	0.34484	0.44484	0.77590	0.87590	1.37937	1.47937	2.15527	2.25527
0.12	0.06113	0.24053	0.16630	0.28630	0.37418	0.49418	0.66521	0.78521	1.03938	1.15938
0.14	0.08320	0.44561	0.08977	0.22977	0.20197	0.34197	0.35906	0.49906	0.56103	0.70103
0.16	0.10867	0.76018	0.05262	0.21262	0.11839	0.27839	0.21048	0.37048	0.32887	0.48887
0.18	0.13754	1.21767	0.03285	0.21285	0.07391	0.25391	0.13140	0.31140	0.20531	0.38531
0.2	0.16980	1.85592	0.02155	0.22155	0.04849	0.24849	0.08621	0.28621	0.13470	0.33470
0.22	0.20546	2.71725	0.01472	0.23472	0.03312	0.25312	0.05888	0.27888	0.09200	0.31200
0.24	0.24451	3.84843	0.01039	0.25039	0.02339	0.26339	0.04158	0.28158	0.06496	0.30496
0.26	0.28696	5.30069	0.00755	0.26755	0.01698	0.27698	0.03018	0.29018	0.04716	0.30716
0.28	0.33281	7.12970	0.00561	0.28561	0.01262	0.29262	0.02244	0.30244	0.03506	0.31506
0.3	0.38205	9.39559	0.00426	0.30426	0.00958	0.30958	0.01703	0.31703	0.02661	0.32661

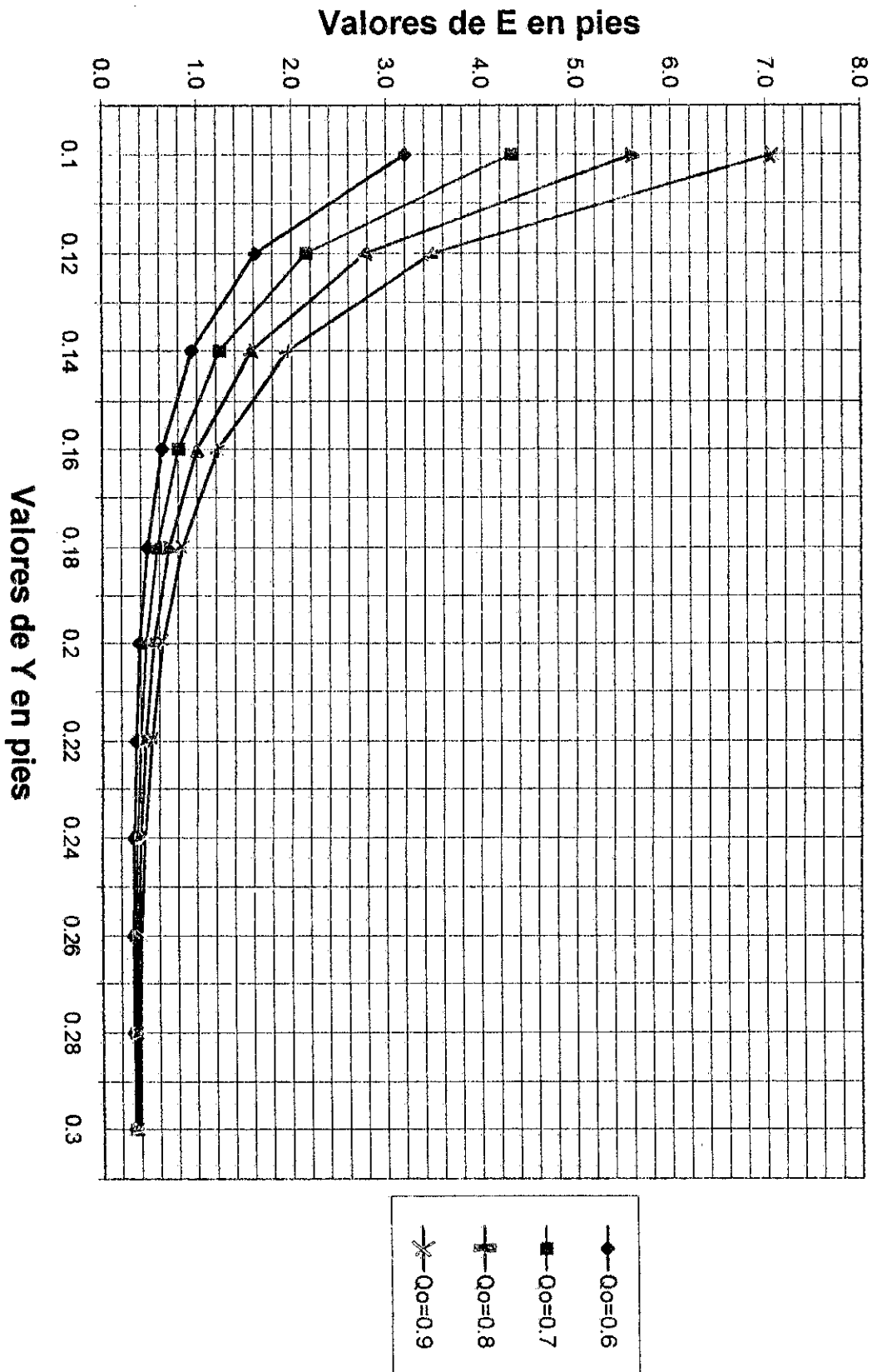
Y	E	$Q_0=0.6$		$Q_0=0.7$		$Q_0=0.8$		$Q_0=0.9$	
		$Q_0^2/2xyA^2$	E	$Q_0^2/2xyA^2$	E	$Q_0^2/2xyA^2$	E	$Q_0^2/2xyA^2$	E
0.1	3.10358	3.20358	4.22432	4.32432	5.51748	5.61748	6.98307	7.08307	
0.12	1.49671	1.61671	2.03719	2.15719	2.66082	2.78082	3.36760	3.48760	
0.14	0.80789	0.94789	1.09963	1.23963	1.43625	1.57625	1.81775	1.95775	
0.16	0.47357	0.63357	0.64458	0.80458	0.84190	1.00190	1.06553	1.22553	
0.18	0.29565	0.47565	0.40241	0.58241	0.52559	0.70559	0.66521	0.84521	
0.2	0.19397	0.39397	0.26402	0.46402	0.34484	0.54484	0.43644	0.63644	
0.22	0.13249	0.35249	0.18033	0.40033	0.23553	0.45553	0.29810	0.51810	
0.24	0.09354	0.33354	0.12732	0.36732	0.16630	0.40630	0.21048	0.45048	
0.26	0.06792	0.32792	0.09244	0.35244	0.12074	0.38074	0.15281	0.41281	
0.28	0.05049	0.33049	0.06873	0.34873	0.08977	0.36977	0.11361	0.39361	
0.3	0.03832	0.33832	0.05215	0.35215	0.06812	0.36812	0.08621	0.38621	

Y	E	$Q_0=1.0$		$Q_0=1.5$		$Q_0=2.0$	
		$Q_0^2/2xyA^2$	E	$Q_0^2/2xyA^2$	E	$Q_0^2/2xyA^2$	E
0.1	8.62107	8.72107	19.39740	19.49740	34.48427	34.58427	
0.12	4.15754	4.27754	9.35446	9.47446	16.63015	16.75015	
0.14	2.24413	2.38413	5.04930	5.18930	8.97654	9.11654	
0.16	1.31547	1.47547	2.95981	3.11981	5.26188	5.42188	
0.18	0.82124	1.00124	1.84779	2.02779	3.28497	3.46497	
0.2	0.53882	0.73882	1.21234	1.41234	2.15527	2.35527	
0.22	0.36802	0.58802	0.82804	1.04804	1.47208	1.69208	
0.24	0.25985	0.49985	0.58465	0.82465	1.03938	1.27938	
0.26	0.18865	0.44865	0.42447	0.68447	0.75462	1.01462	
0.28	0.14026	0.42026	0.31558	0.59558	0.56103	0.84103	
0.3	0.10643	0.40643	0.23947	0.53947	0.42573	0.72573	

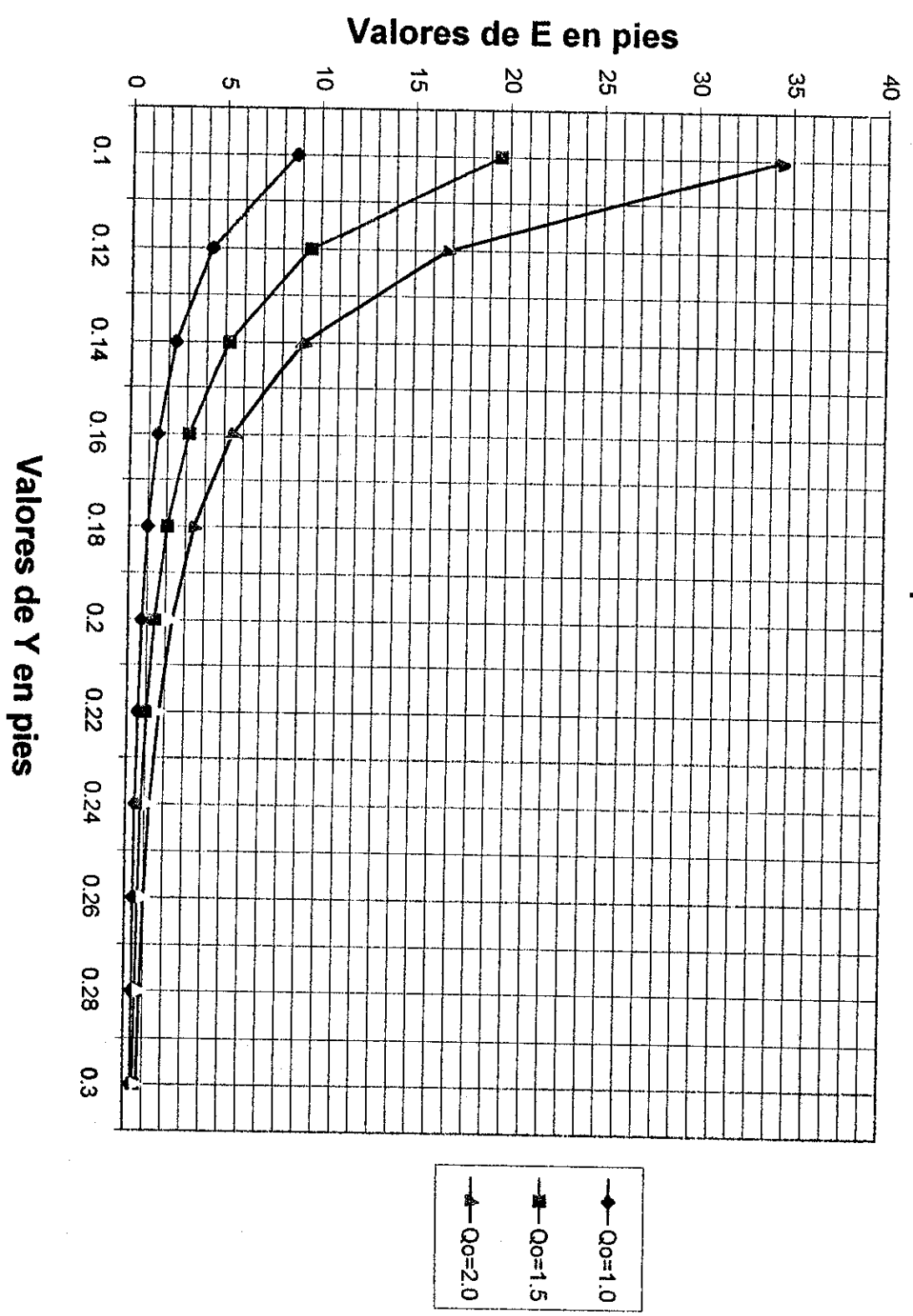
Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.23$ Bombeo=3% gráfica 5
 apéndice "B"



Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.23$ Bombeo=3% gráfica 5
 apéndice "B"



Curvas de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.23$ Bombeo=3% gráfica 5 apéndice "B"



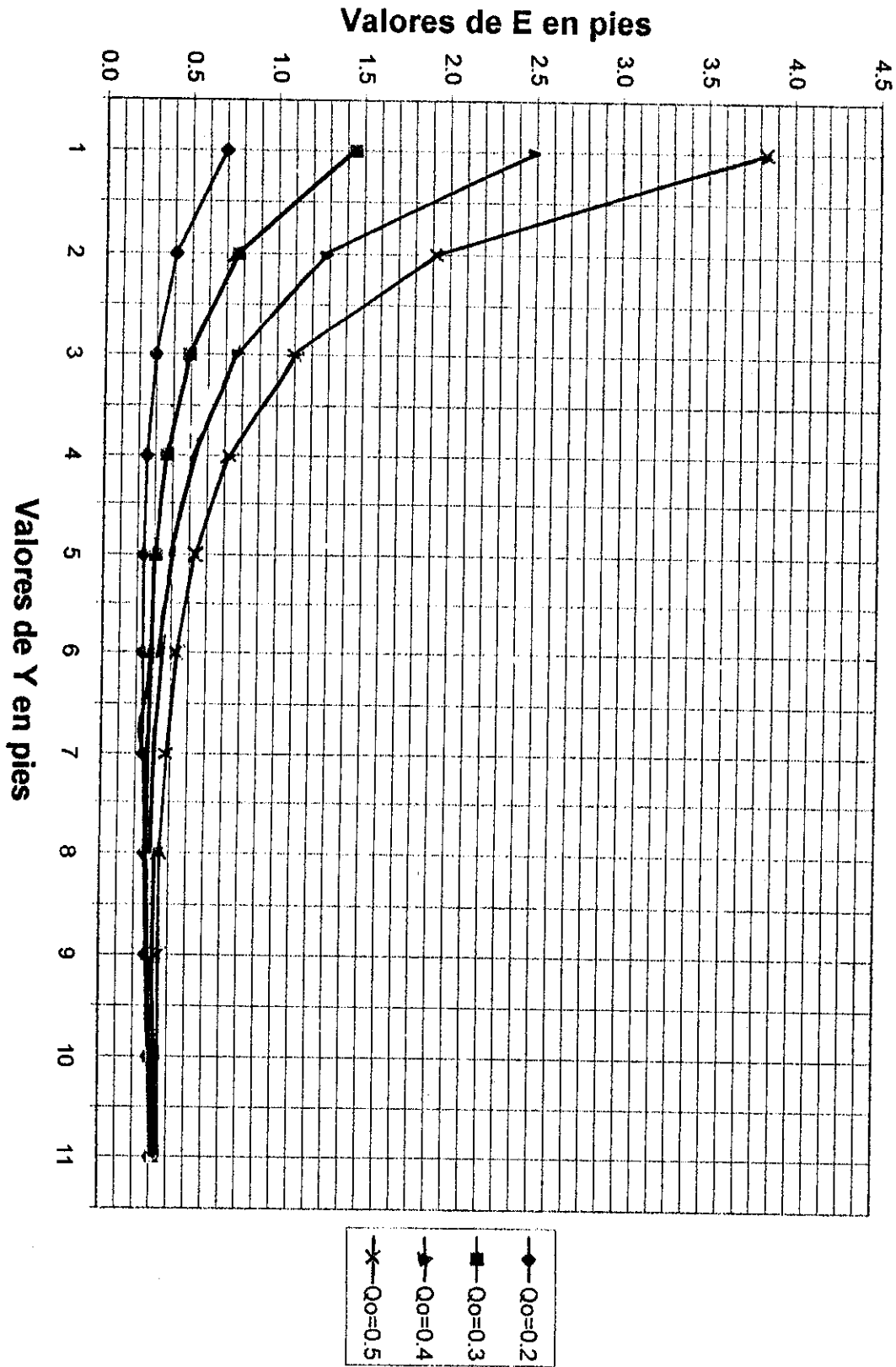
Datos para plotear E con la depresión Bombeo 3% dando origen a la gráfica 6 apéndice "B"
 W = 2.62 pies = 0.80 mts Tragante de ángulo externo = 6.451612903
 a = 0.3275 pies = 0.099822 mts Para Caudales que varían de Qo= 0.2 a 2.0 pies³/seg

Y	A	Qo=0.2		Qo=0.3		Qo=0.4		Qo=0.5		
		2xgxA ^{v2}	E	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E	
0.1	0.03226	0.06698	0.59717	0.69717	1.34364	1.44364	2.38869	2.48869	3.73233	3.83233
0.12	0.04645	0.13889	0.28799	0.40799	0.64797	0.76797	1.15195	1.27195	1.79993	1.91993
0.14	0.06323	0.25732	0.15545	0.29545	0.34976	0.48976	0.62180	0.76180	0.97156	1.11156
0.16	0.08258	0.43898	0.09112	0.25112	0.20502	0.36502	0.36449	0.52449	0.56951	0.72951
0.18	0.10452	0.70315	0.05689	0.23689	0.12799	0.30799	0.22755	0.40755	0.35554	0.53554
0.2	0.12903	1.07172	0.03732	0.23732	0.08398	0.28398	0.14929	0.34929	0.23327	0.43327
0.22	0.15613	1.56910	0.02549	0.24549	0.05736	0.27736	0.10197	0.32197	0.15933	0.37933
0.24	0.18581	2.22231	0.01800	0.25800	0.04050	0.28050	0.07200	0.31200	0.11250	0.35250
0.26	0.21806	3.06093	0.01307	0.27307	0.02940	0.28940	0.05227	0.31227	0.08167	0.34167
0.28	0.25290	4.11711	0.00972	0.28972	0.02186	0.30186	0.03886	0.31886	0.06072	0.34072
0.3	0.29032	5.42557	0.00737	0.30737	0.01659	0.31659	0.02949	0.32949	0.04608	0.34608

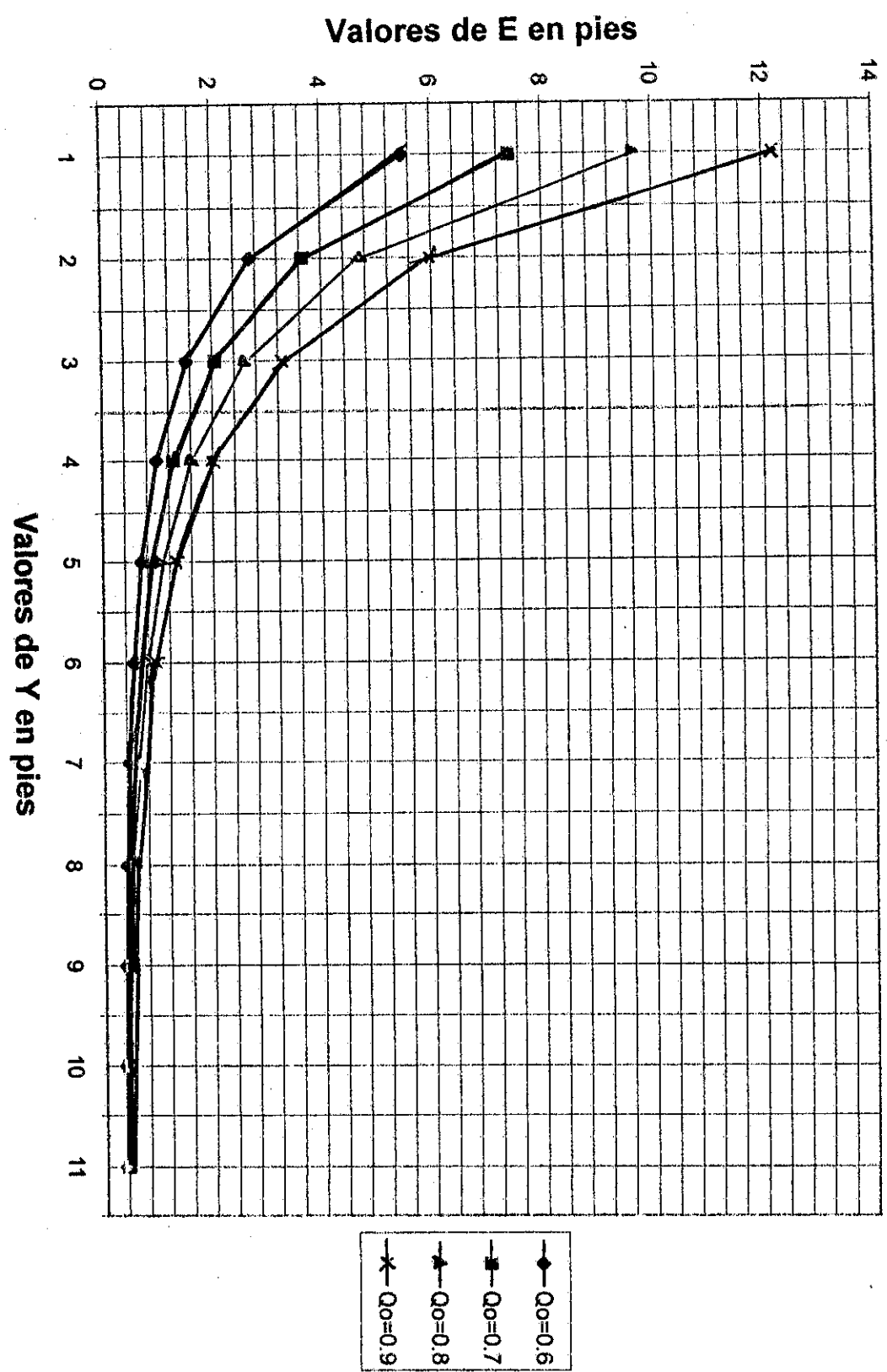
Y	Qo=0.6		Qo=0.7		Qo=0.8		Qo=0.9	
	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E
0.1	5.37455	5.47455	7.31536	7.41536	9.55476	9.65476	12.09275	12.19275
0.12	2.59189	2.71189	3.52786	3.64786	4.60781	4.72781	5.83176	5.95176
0.14	1.39904	1.53904	1.90425	2.04425	2.48718	2.62718	3.14784	3.28784
0.16	0.82009	0.98009	1.11624	1.27624	1.45794	1.61794	1.84521	2.00521
0.18	0.51198	0.69198	0.69686	0.87686	0.91019	1.09019	1.15195	1.33195
0.2	0.33591	0.53591	0.45721	0.65721	0.59717	0.79717	0.75580	0.95580
0.22	0.22943	0.44943	0.31228	0.53228	0.40788	0.62788	0.51622	0.73622
0.24	0.16199	0.40199	0.22049	0.46049	0.28799	0.52799	0.36449	0.60449
0.26	0.11761	0.37761	0.16008	0.42008	0.20909	0.46909	0.26463	0.52463
0.28	0.08744	0.36744	0.11902	0.39902	0.15545	0.43545	0.19674	0.47674
0.3	0.06635	0.36635	0.09031	0.39031	0.11796	0.41796	0.14929	0.44929

Y	Qo=1.0		Qo=1.5		Qo=2.0	
	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E	Qo ^{v2} /2xgxA ^{v2}	E
0.1	14.92931	15.02931	33.59096	33.69096	59.71726	59.81726
0.12	7.19971	7.31971	16.19934	16.31934	28.79883	28.91883
0.14	3.88622	4.02622	8.74400	8.88400	15.54489	15.68489
0.16	2.27803	2.43803	5.12557	5.28557	9.11213	9.27213
0.18	1.42216	1.60216	3.19987	3.37987	5.68866	5.86866
0.2	0.93308	1.13308	2.09943	2.29943	3.73233	3.93233
0.22	0.63731	0.85731	1.43394	1.65394	2.54923	2.76923
0.24	0.44998	0.68998	1.01246	1.25246	1.79993	2.03993
0.26	0.32670	0.58670	0.73507	0.99507	1.30679	1.56679
0.28	0.24289	0.52289	0.54650	0.82650	0.97156	1.25156
0.3	0.18431	0.48431	0.41470	0.71470	0.73725	1.03725

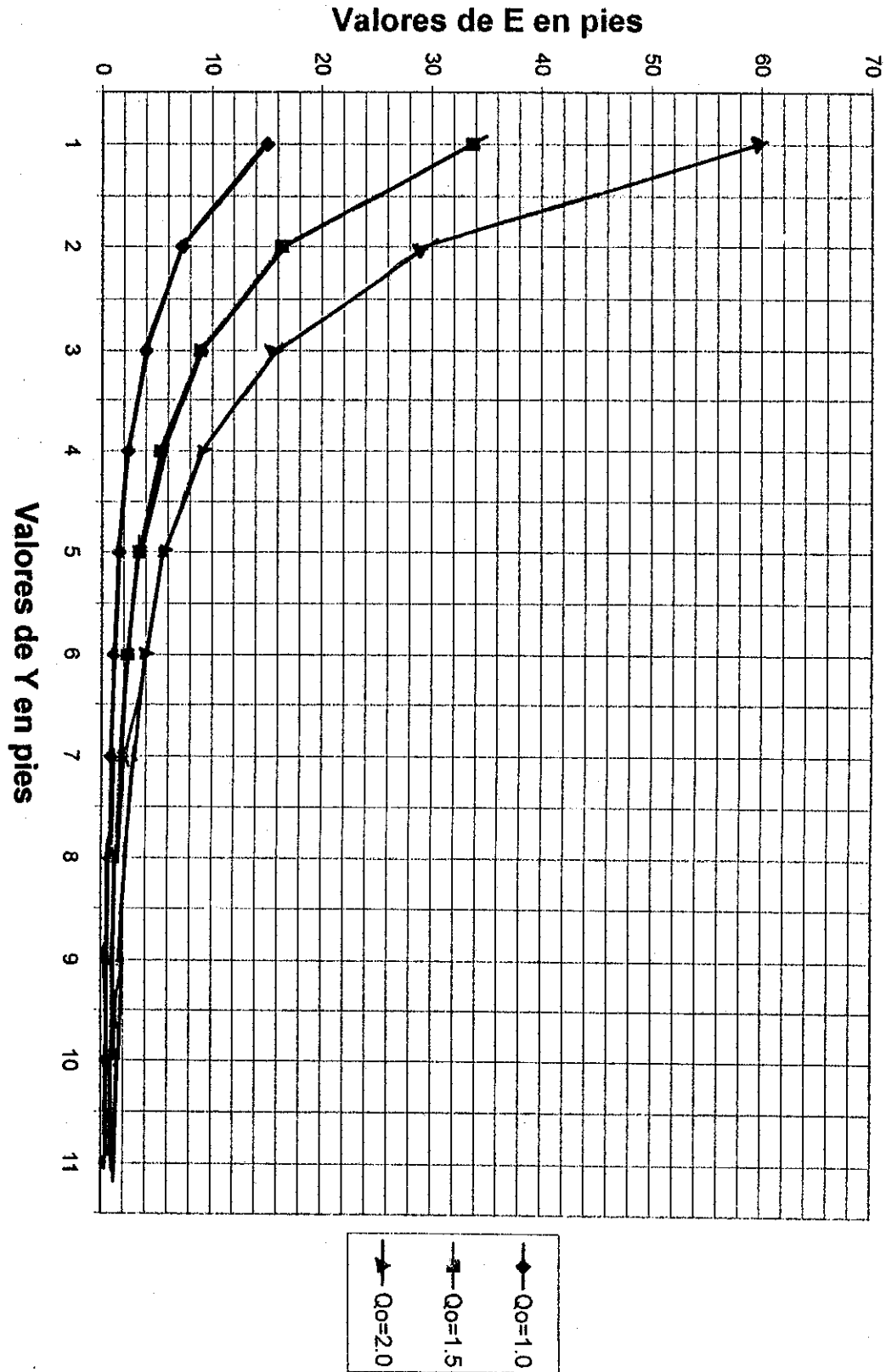
Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.3275$ Bombeo=3% gráfica 6
 apéndice "B"



Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.3275$ Bombeo=3% gráfica 6
 apéndice "B"



Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.3275$ Bombeo=3% gráfica 6
 apéndice "B"



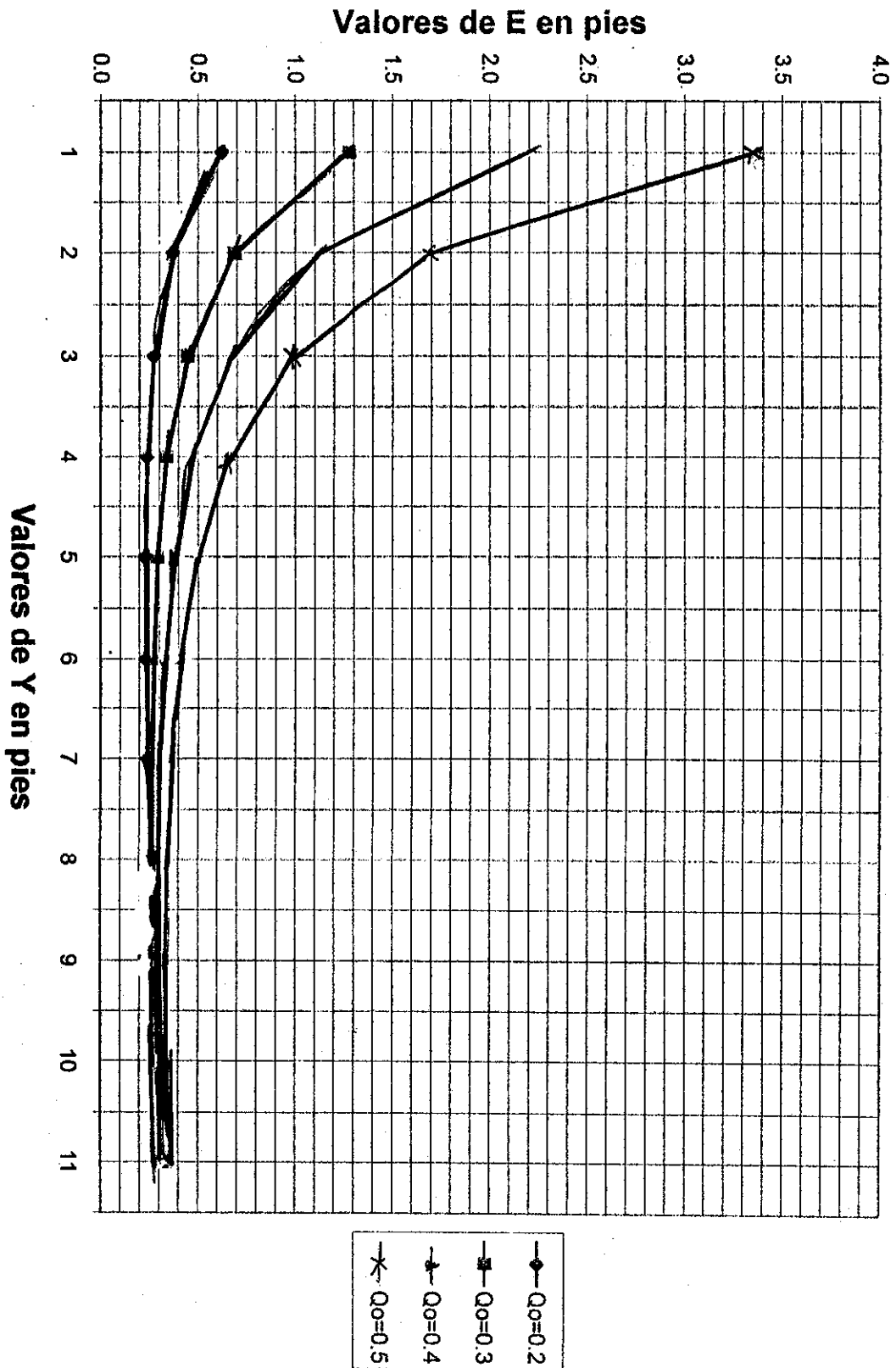
Bombeo 2% dando origen a la gráfica 7 apéndice "B"
 Tragante de ángulo externo = 6.896551724
 Para Caudales que varían de $Q_0 = 0.2$ a 2.0 pies³/seg
 $a = 0.3275$ pies = 0.099822 mts

Y	A	$Q_0=0.2$		$Q_0=0.3$		$Q_0=0.4$		$Q_0=0.5$	
		$2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E
0.1	0.03448	0.07654	0.62260	1.17586	1.27586	2.09041	2.19041	3.26627	3.36627
0.12	0.04966	0.15871	0.25203	0.37203	0.56706	1.00811	1.12811	1.57517	1.69517
0.14	0.06759	0.29404	0.13604	0.27604	0.30609	0.44609	0.54415	0.68415	0.99024
0.16	0.08828	0.50161	0.07974	0.23974	0.17942	0.33942	0.31897	0.47897	0.65839
0.18	0.11172	0.80348	0.04978	0.22978	0.11201	0.29201	0.19913	0.37913	0.49114
0.2	0.13793	1.22464	0.03266	0.23266	0.07349	0.27349	0.13065	0.33065	0.40414
0.22	0.16690	1.79299	0.02231	0.24231	0.05020	0.27020	0.08924	0.30924	0.35943
0.24	0.19862	2.53941	0.01575	0.25575	0.03544	0.27544	0.06301	0.30301	0.33845
0.26	0.23310	3.49769	0.01144	0.27144	0.02573	0.28573	0.04574	0.30574	0.33148
0.28	0.27034	4.70457	0.00850	0.28850	0.01913	0.29913	0.03401	0.31401	0.33314
0.3	0.31034	6.19973	0.00645	0.30645	0.01452	0.31452	0.02581	0.32581	0.34032

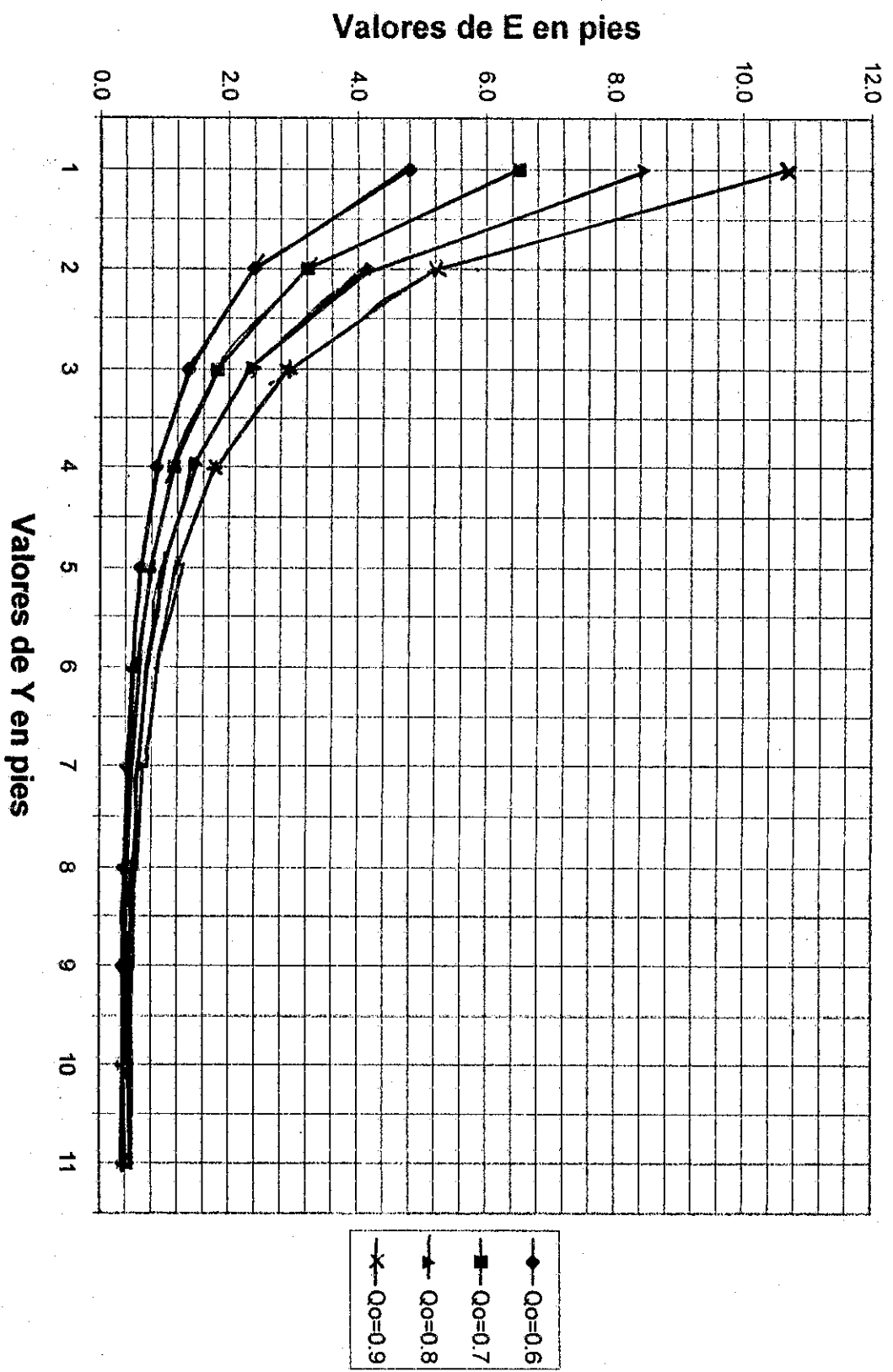
Y	$Q_0=0.6$		$Q_0=0.7$		$Q_0=0.8$		$Q_0=0.9$	
	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E
0.1	4.70343	4.80343	6.40190	6.50190	8.36166	8.46166	10.58272	10.68272
0.12	2.26825	2.38825	3.08733	3.20733	4.03244	4.15244	5.10355	5.22355
0.14	1.22434	1.36434	1.66647	1.80647	2.17661	2.31661	2.75477	2.89477
0.16	0.71769	0.87769	0.97685	1.13685	1.27589	1.43589	1.61480	1.77480
0.18	0.44805	0.62805	0.60984	0.78984	0.79653	0.97653	1.00811	1.18811
0.2	0.29396	0.49396	0.40012	0.60012	0.52260	0.72260	0.66142	0.86142
0.22	0.20078	0.42078	0.27329	0.45329	0.35695	0.57695	0.45176	0.67176
0.24	0.14177	0.38177	0.19296	0.43296	0.25203	0.49203	0.31897	0.55897
0.26	0.10293	0.36293	0.14009	0.40009	0.18298	0.44298	0.23158	0.49158
0.28	0.07652	0.35652	0.10415	0.38415	0.13604	0.41604	0.17217	0.45217
0.3	0.05907	0.35807	0.07904	0.37904	0.10323	0.40323	0.13065	0.43065

Y	$Q_0=1.0$		$Q_0=1.5$		$Q_0=2.0$	
	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E	$Q_0^2/2xgxA^2$	E
0.1	13.06509	13.16509	29.39646	29.49646	52.26037	52.36037
0.12	6.30068	6.42068	14.17653	14.29653	25.20272	25.32272
0.14	3.40095	3.54095	7.65214	7.79214	13.60380	13.74380
0.16	1.99357	2.15357	4.48554	4.64554	7.97430	8.13430
0.18	1.24458	1.42458	2.80030	2.98030	4.97832	5.15832
0.2	0.81657	1.01657	1.83728	2.03728	3.26627	3.46627
0.22	0.55773	0.77773	1.25489	1.47489	2.23091	2.45091
0.24	0.39379	0.63379	0.88603	1.12603	1.57517	1.81517
0.26	0.28590	0.54590	0.64328	0.90328	1.14361	1.40361
0.28	0.21256	0.49256	0.47826	0.75826	0.85024	1.13024
0.3	0.16130	0.46130	0.36292	0.66292	0.64519	0.94519

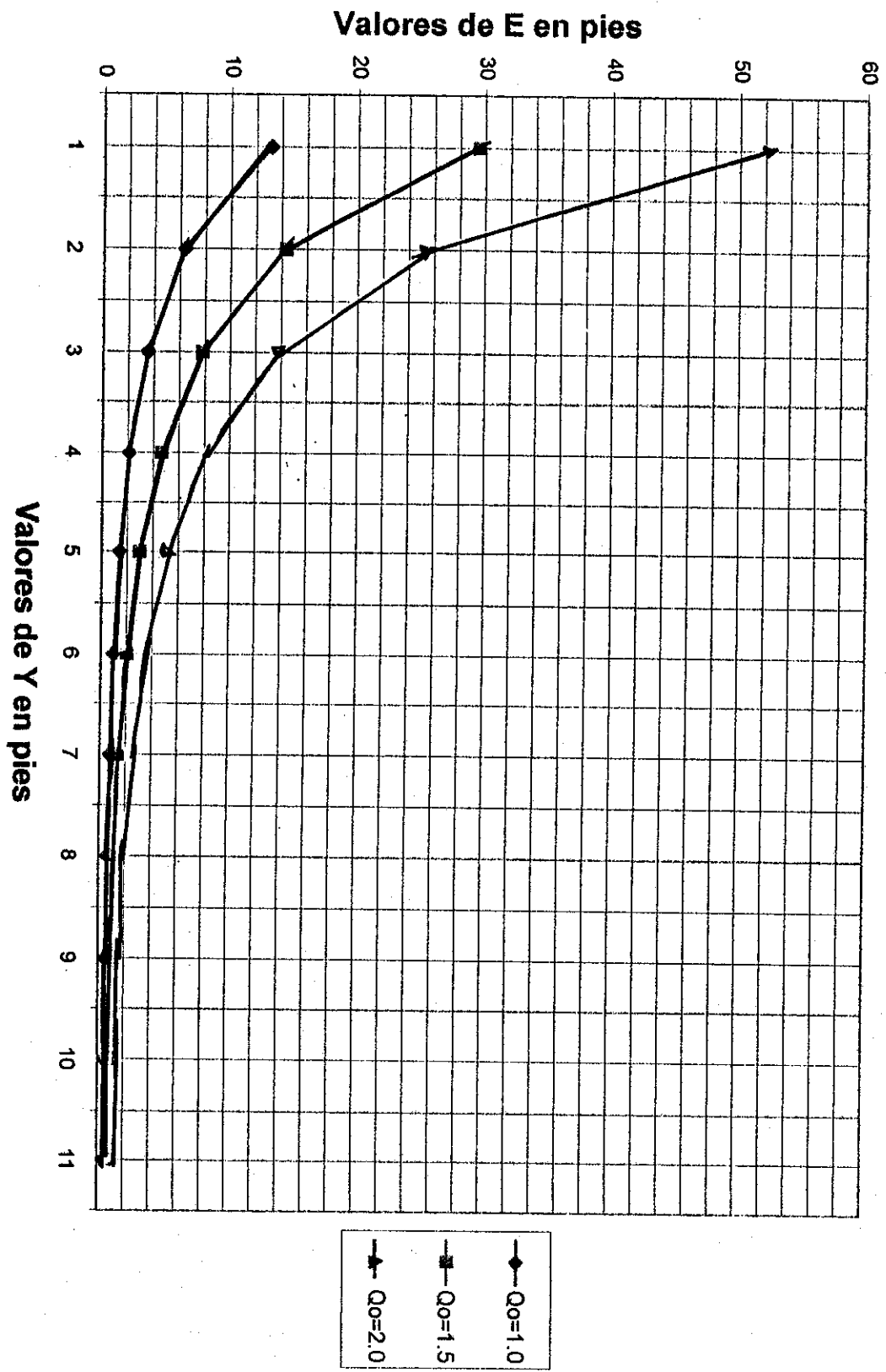
Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.3275$ Bombeo=2% gáfica 7
 apéndice "B"



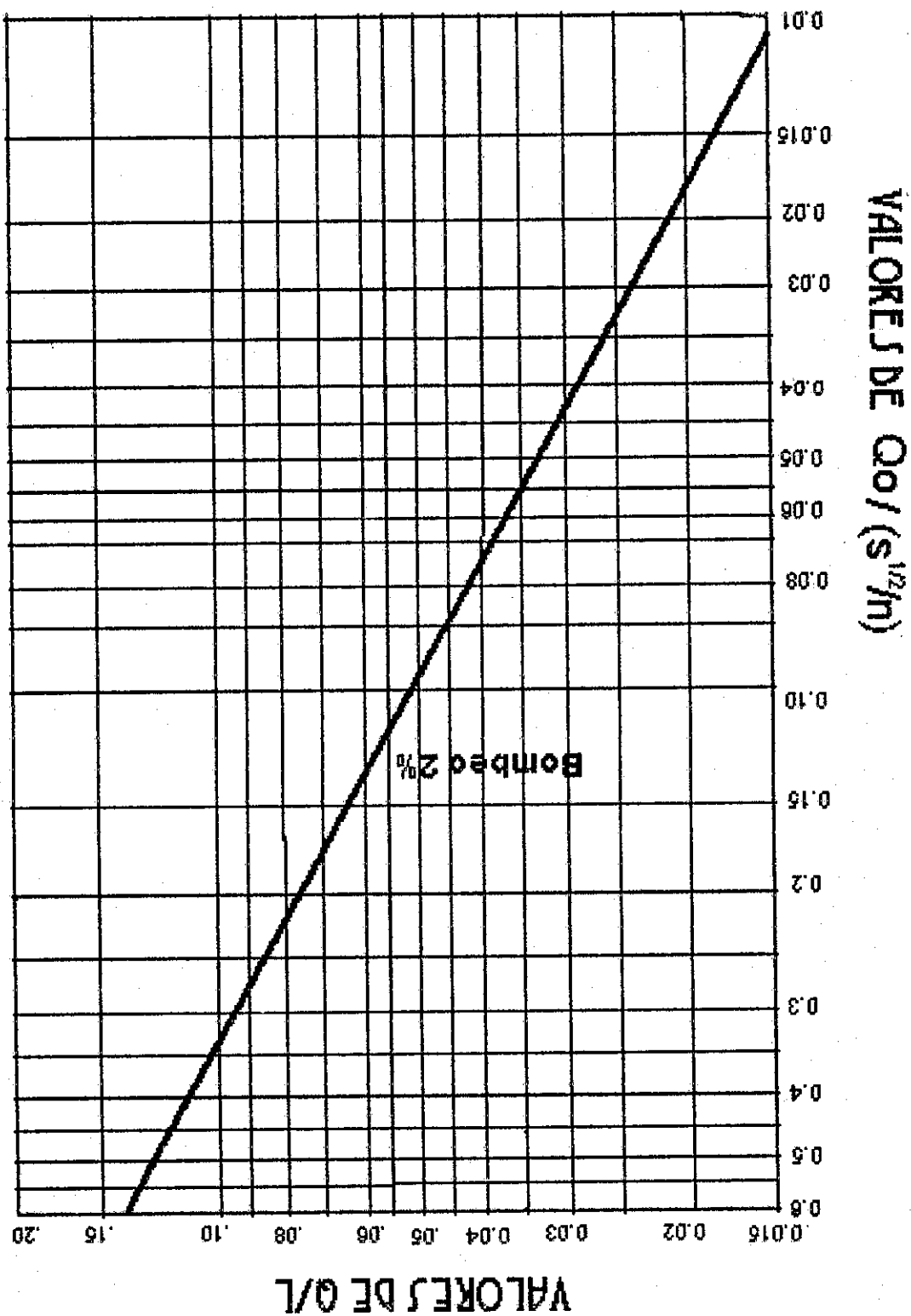
Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.3275$ Bombeo=2% gráfica 7
 apéndice "B"



Curva de "E" para la depresión $w=2.62$ $a=0.3275$ Bombeo=2% gráfica 7
 apéndice "B"



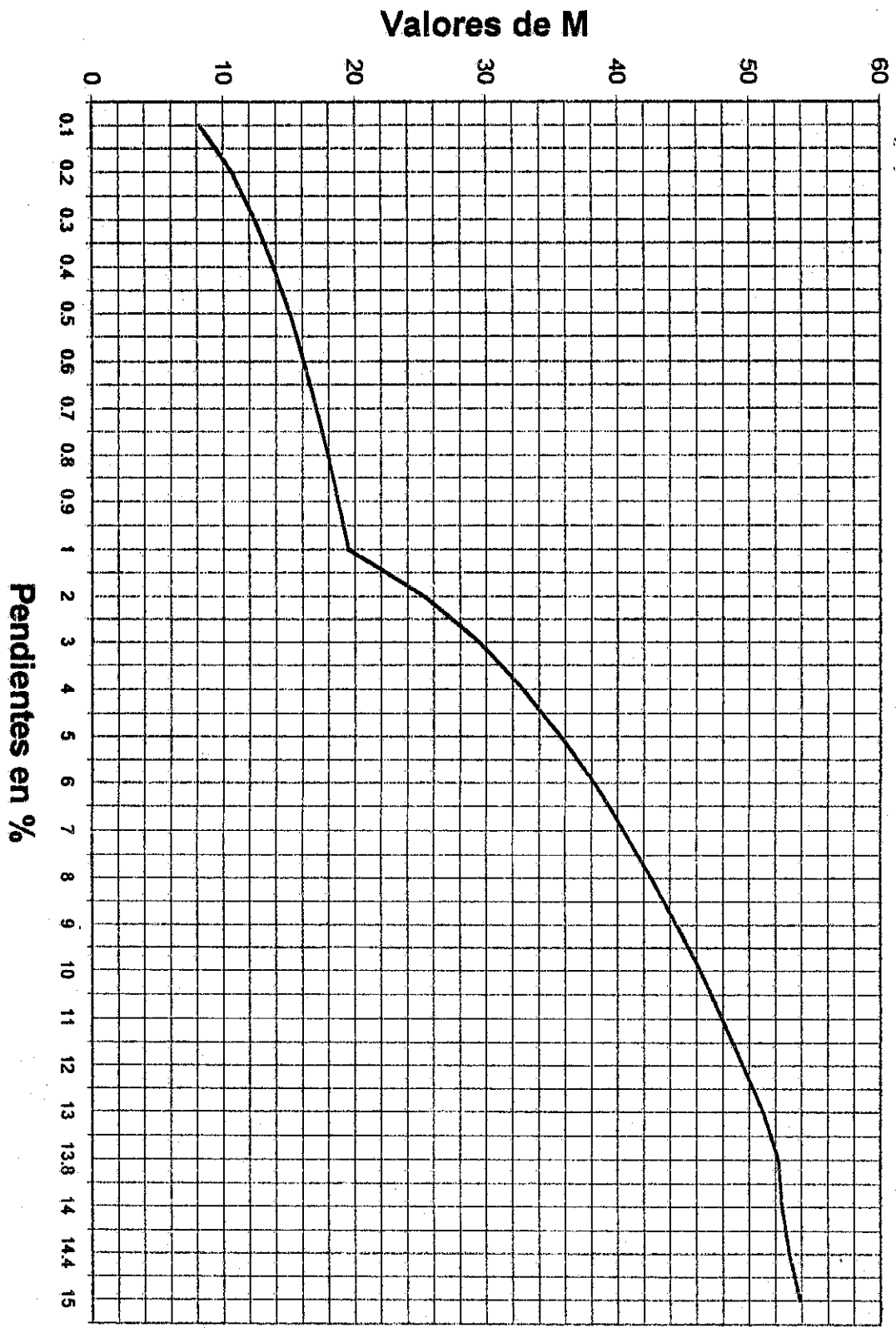
GRÁFICA 8 APENDICE "B"



Cuadro para calcular "M" utilizado en las Entradas de Coladera o Rejas Para Bombeo del 2% dando origen a la gráfica 9 apéndice "B" Pendientes del 0.1% al 15%

Pendientes(%)	Pendiente/100	(Pend/100) ^{0.5}	Rel. S ^{0.5} /sin	((P/100) ^{0.5} /ln) ^{0.75}	Tang. Angulo ^{v1.25}	(1+Sec. Angulo) ^{0.5}	M
0.1	0.001	0.03162	2.25877	1.84249	132.95740	7.14213	8.23190
0.2	0.002	0.04472	3.19438	2.38941	132.95740	7.14213	10.67545
0.3	0.003	0.05477	3.91230	2.78179	132.95740	7.14213	12.42855
0.4	0.004	0.06325	4.51754	3.09868	132.95740	7.14213	13.84435
0.5	0.005	0.07071	5.05076	3.36913	132.95740	7.14213	15.05268
0.6	0.006	0.07746	5.53283	3.60754	132.95740	7.14213	16.11784
0.7	0.007	0.08367	5.97614	3.82222	132.95740	7.14213	17.07701
0.8	0.008	0.08944	6.38877	4.01849	132.95740	7.14213	17.95390
0.9	0.009	0.09487	6.77631	4.19996	132.95740	7.14213	18.76467
1	0.01	0.10000	7.14286	4.36922	132.95740	7.14213	19.52091
2	0.02	0.14142	10.10153	5.66618	132.95740	7.14213	25.31549
3	0.03	0.17321	12.37179	6.59667	132.95740	7.14213	29.47274
4	0.04	0.20000	14.28571	7.34812	132.95740	7.14213	32.83013
5	0.05	0.22361	15.97191	7.98947	132.95740	7.14213	35.69553
6	0.06	0.24495	17.49636	8.55482	132.95740	7.14213	38.22142
7	0.07	0.26458	18.89822	9.06391	132.95740	7.14213	40.49597
8	0.08	0.28284	20.20305	9.52934	132.95740	7.14213	42.57541
9	0.09	0.30000	21.42857	9.95967	132.95740	7.14213	44.49805
10	0.1	0.31623	22.58770	10.36105	132.95740	7.14213	46.29137
11	0.11	0.33166	23.69018	10.73807	132.95740	7.14213	47.97581
12	0.12	0.34641	24.74358	11.09422	132.95740	7.14213	49.56705
13	0.13	0.36056	25.75394	11.43228	132.95740	7.14213	51.07740
13.8	0.138	0.37148	26.53454	11.69119	132.95740	7.14213	52.23417
14	0.14	0.37417	26.72612	11.75444	132.95740	7.14213	52.51678
14.4	0.144	0.37947	27.10524	11.87927	132.95740	7.14213	53.07451
15	0.15	0.38730	27.66417	12.06252	132.95740	7.14213	53.89324

Curva para encontrar M (Bombeo 2%) gráfica 9 apéndice "B"



Cuadro para calcular "M" utilizado en las Entradas de Coladera o Rejas Para Bombeo del 3% dando origen a la gráfica 10 apéndice "B" Pendientes del 0.1% al 15%

Pendientes(%)	Pendiente/100	(Pend /100) ^{0.5}	Rel. S ² 0.5/h	((P/100) ^{0.5} /h) ^{0.75}	Tang. Angulo ^{1.25}	(1+Sec. Angulo) ^{0.5}	M
0.1	0.001	0.03162	2.25877	1.84249	80.09371	5.86074	6.04311
0.2	0.002	0.04472	3.19438	2.38941	80.09371	5.86074	7.83695
0.3	0.003	0.05477	3.91230	2.78179	80.09371	5.86074	9.12392
0.4	0.004	0.06325	4.51754	3.09868	80.09371	5.86074	10.16327
0.5	0.005	0.07071	5.05076	3.36913	80.09371	5.86074	11.05031
0.6	0.006	0.07746	5.53283	3.60754	80.09371	5.86074	11.83226
0.7	0.007	0.08367	5.97614	3.82222	80.09371	5.86074	12.53639
0.8	0.008	0.08944	6.38877	4.01849	80.09371	5.86074	13.18013
0.9	0.009	0.09487	6.77631	4.19996	80.09371	5.86074	13.77532
1	0.01	0.10000	7.14286	4.36922	80.09371	5.86074	14.33048
2	0.02	0.14142	10.10153	5.66618	80.09371	5.86074	18.58434
3	0.03	0.17321	12.37179	6.59667	80.09371	5.86074	21.63622
4	0.04	0.20000	14.28571	7.34812	80.09371	5.86074	24.10090
5	0.05	0.22361	15.97191	7.98947	80.09371	5.86074	26.20442
6	0.06	0.24495	17.49636	8.55482	80.09371	5.86074	28.05870
7	0.07	0.26458	18.89822	9.06391	80.09371	5.86074	29.72847
8	0.08	0.28284	20.20305	9.52934	80.09371	5.86074	31.25501
9	0.09	0.30000	21.42857	9.95967	80.09371	5.86074	32.66644
10	0.1	0.31623	22.58770	10.36105	80.09371	5.86074	33.98293
11	0.11	0.33166	23.69018	10.73807	80.09371	5.86074	35.21949
12	0.12	0.34641	24.74358	11.09422	80.09371	5.86074	36.38763
13	0.13	0.36056	25.75394	11.43228	80.09371	5.86074	37.49640
13.8	0.138	0.37148	26.53454	11.69119	80.09371	5.86074	38.34560
14	0.14	0.37417	26.72612	11.75444	80.09371	5.86074	38.55306
14.4	0.144	0.37947	27.10524	11.87927	80.09371	5.86074	38.96250
15	0.15	0.38730	27.66417	12.06252	80.09371	5.86074	39.56353

Curva para encontrar M (Bombeo 3%) gráfica 10 apéndice "B"

